

Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfählen im Grundwasser

Vom Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)

genehmigte
DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Uwe Ernst
aus Braunschweig

Eingereicht am:	29.06.2000
Mündliche Prüfung am:	13.10.2000
Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. Kempfert Prof. Dr.-Ing. Rodatz

Vorwort

Die vorliegende Arbeit ist im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig entstanden.

Das Ziel dieser Arbeit ist die Darlegung und die Analyse von maßgebenden Faktoren für Auflockerungen im Baugrund und den damit verbundenen Einbußen an Pfahltragfähigkeit und Produktqualität bei der Bohrpfahlherstellung. Vorrangig wird hierbei die verrohrte Bohrpfahlherstellung unter anstehendem Grundwasser betrachtet.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz für die Möglichkeit dieses Forschungsthema zu bearbeiten und seine ständige Unterstützung mit zahlreichen Anregungen.

Herrn Prof. Dr.-Ing. H.-G. Kempfert danke ich für die Übernahme der Berichterstattung. Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Budelmann gilt mein Dank für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes und Herrn Prof. Dr.-Ing. R. Wanninger für die Übernahme des Amtes eines Prüfers.

Bei der Durchführung und Auswertung der umfangreichen Untersuchungen waren mir Mitarbeiter und studentische Hilfskräfte behilflich. Ihnen allen sowie meinen ehemaligen Kollegen danke ich für die wertvolle Unterstützung.

Uwe Ernst

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	1
1.1	Problemstellung.....	1
1.2	Ziele und Gliederung der Arbeit	2
2	Stand der Forschung und Technik bei der Bohrpfahlherstellung	4
2.1	Allgemeines.....	4
2.1.1	Tragverhalten von Pfählen	6
2.2	Bohrpfähle	8
2.2.1	Definition	8
2.2.2	Tragverhalten von Bohrpfählen	9
2.2.3	Mantelreibung	11
2.2.4	Spitzendruck	15
2.3	Bohrpfahlherstellung	16
2.3.1	Bohrpfahlherstellung ohne Verrohrung.....	17
2.3.2	Bohrpfahlherstellung mit Verrohrung.....	19
2.3.3	Sonderformen der Bohrpfahlherstellung.....	23
2.3.3.1	Schneckenbohrpfahl.....	23
2.3.3.2	Spülbohrverfahren.....	24
2.4	Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit von Bohrpfählen	25
2.4.1	Einführung.....	25
2.4.1.1	Qualifikation des Personals.....	28
2.4.1.2	Arbeitsgeschwindigkeit.....	28
2.4.1.3	Betonkonsistenz, Betondruck, Bewehrung.....	30
2.4.1.4	Temperatur.....	31
2.4.1.5	Durchflußfläche	31
2.4.1.6	Voreilung der Verrohrung.....	32
2.4.1.7	Wasserüberdruck	32
2.4.1.8	Materialdicke der Verrohrung	34
2.4.2	Bodenauflockerungen beim Bohren unter dem Grundwasser.....	35
2.4.2.1	Hydraulischer Grundbruch bei der Bohrpfahlherstellung.....	37
2.4.3	Schäden bei der Bohrpfahlherstellung	42

2.4.4	Qualitätssicherung bei der Bohrpfahlherstellung	45
2.5	Stand der Technik bei der konventionellen Bohrpfahlherstellung	49
2.5.1	Bohrgeräte	49
2.5.2	Bohrwerkzeuge	52
3	Entwicklung in der Bohrpfahlnormung	55
3.1	Vorgehen.....	55
3.2	Bohrpfahlnormung in Deutschland	55
3.3	Entwicklung des Normentextes bezüglich herstellungsbedingter Einflüsse ..	56
3.3.1	Wahl und Einsatz des Bohrwerkzeuges	57
3.3.2	Ziehgeschwindigkeit der Bohrwerkzeuge (Kolbenwirkung)	58
3.3.3	Wasserauflast zur Stabilisierung der Bohrlochsohle	59
3.3.4	Voreilung der Verrohrung	59
3.3.5	Säubern der Bohrlochsohle vor dem Betonieren.....	60
3.3.6	Ziehen der Verrohrung	60
3.4	Bewertung der aufgezeigten Entwicklung	61
3.5	Herstellungsvorschriften in anderen europäischen Normen.....	62
3.6	Euronormung	65
4	Messungen bei der Bohrpfahlherstellung.....	70
4.1	Allgemeines.....	70
4.2	Eingesetzte Meßtechnik	71
4.3	Messungen beim Bohreimereinsatz in Berlin	75
4.3.1	Allgemeines.....	75
4.3.2	Bohrpfahlherstellung	76
4.3.3	Durchführung der Messungen	77
4.3.4	Meßdaten	78
4.4	Messungen beim Bohreimereinsatz an der BAB 115 bei Bergholz	86
4.4.1	Allgemeines.....	86
4.4.2	Bohrpfahlherstellung	86
4.4.3	Durchführung der Messungen	87
4.4.4	Meßdaten	88

4.5	Messungen beim Einsatz von Sand- und Kiespumpen in Berlin	95
4.5.1	Allgemeines.....	95
4.5.2	Bohrpfahlherstellung	95
4.5.3	Durchführung der Messungen.....	96
4.5.4	Meßdaten	101
4.6	Zeitlicher Verlauf von Wasserdruckdifferenzen	103
4.7	Zusammenfassung der Versuchsergebnisse	106
5	Untersuchung der Strömungsverhältnisse beim Ziehvorgang	108
5.1	Allgemeines.....	108
5.2	Abschätzung der Strömungsverhältnisse	108
6	Modellversuche	113
6.1	Allgemeines.....	113
6.1.1	Geometrische Ähnlichkeit.....	113
6.1.2	Kinematische Ähnlichkeit	114
6.1.3	Dynamische Ähnlichkeit	115
6.2	Ziehversuche im Versuchsbehälter mit Boden	116
6.2.1	Allgemeines.....	116
6.2.2	Beschreibung und Aufbau des Versuchstandes.....	116
6.2.3	Sand- und Meßwertgebereinbau	120
6.2.4	Versuchsdurchführung	120
6.2.5	Vorversuche	121
6.2.5.1	Vorversuch mit unten offenem Rohr.....	121
6.2.5.2	Vorversuche mit verschlossenem Rohr.....	123
6.2.6	Hauptversuche	125
6.2.6.1	Ermittelte Wasserdrücke	125
6.2.6.2	Porenwasserdruck.....	127
6.2.6.3	Totalspannungen	129
6.2.6.4	Lagerungsdichte.....	132
6.2.6.5	Zugkräfte	133
6.2.6.6	Bewertung der Versuchsergebnisse.....	139

6.3	Ziehversuche mit Überwachungs- und Steuerungsfunktionen	140
6.3.1	Beschreibung des Versuchsstands	141
6.3.2	Meßeinrichtungen und Datenverarbeitung	144
6.3.3	Exemplarische Versuchsdurchführung.....	144
6.3.4	Vergleichende Betrachtungen in Abhängigkeit von der Ziehgeschwindigkeit	150
6.3.4.1	Vergleich der EDK-Meßwerte beim Ziehen des Bohreimers	151
6.3.4.2	Vergleich der PWD - Meßwerte beim Ziehen des Bohreimers	153
6.3.4.3	Vergleich der Zugkräfte beim Ziehen des Bohreimers	154
6.3.5	Überwachungsfunktionen mittels der Vorgabe von Schwellwerten	155
6.3.5.1	Steuerung der Ziehgeschwindigkeit durch Beobachtung der Kraft am Zugseil.....	155
6.3.5.2	Steuerung der Ziehgeschwindigkeit durch Beobachtung des Wasserspiegels	159
6.3.6	Aktive Steuerung des Unterdrucks	161
6.4	Berechnung der entstehenden Druckdifferenz beim Ziehen des Bohreimers.....	164
6.4.1	Druckdifferenz im Ringspalt	165
6.4.2	Energieverlusthöhen	167
6.4.3	Einlaufverluste des Ringspaltes	168
6.4.4	Auslaufverluste des Ringspaltes	168
6.4.5	Rohrreibungsverluste des Nachsaugrohres	168
6.4.6	Einlaufverluste des Nachsaugrohres.....	169
6.4.7	Auslaufverluste des Nachsaugrohres.....	169
6.4.8	Resultierende Druckdifferenz	170
6.4.9	Schlußfolgerungen aus den Modellversuchen und Vergleichsrechnungen	174
7	Schlußfolgerungen und Empfehlungen	175
7.1	Allgemeines.....	175
7.2	Bohrpfahlherstellung und Bohrwerkzeuge.....	175
7.3	In situ Versuche	177
7.4	Modellversuche	178

7.5	Berechnungsansatz zur Ermittlung der entstehenden Druckdifferenz beim Ziehen eines Bohreimers	179
7.6	Zusammenfassende Empfehlungen und weiterer Untersuchungsbedarf ...	180
8	Zusammenfassung und Ausblick	181
9	Abbildungsverzeichnis	183
10	Literaturverzeichnis	186

Bezeichnungen

A	Querschnittsfläche
C_a	Adhäsion an der Grenzfläche
D	Lagerungsdichte
d	Durchmesser
d_h	Hydraulischer Radius
d_s	Durchmesser des Bohrwerkzeuges
d_b	Bohrrohrinnendurchmesser
EDK	Erddruckkissen
h_i	Druckhöhenverluste
h_s	Höhe des Bohrwerkzeuges
h_{sv}	Sohlverschiebung
K	Erdruckbeiwert
N_L	Maßstabszahl
PWD	Porenwasserdruckgeber
p_o	Wasserdruck oberhalb des Bohrwerkzeuges
p_u	Wasserdruck unterhalb des Bohrwerkzeuges
Q	Durchflußmenge
q_{RS}	Wassermenge die durch den Ringspalt strömt
q_{NR}	Wassermenge die durch das Nachsaugrohr strömt
R	Pfahlwiderstand
Re	Reynolds-Zahl
R_s	Pfahlfußwiderstand
R_r	Pfahlmantelwiderstand
t	Zeit
U	Berandung der Durchflußfläche
V	Volumen
v	Ziehgeschwindigkeit
WD	Wasserdruckgeber
σ_{sf}	Spitzendruck im Bruchzustand
τ_{mf}	Mantelreibung im Bruchzustand
ξ	Formbeiwerte

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Pfahlgründungen gehören wegen ihrer Flexibilität und den vielfältigen Erscheinungsformen zu den wichtigsten Elementen für Tiefgründungen. Die Bedeutung dieser Gründungsart für den Hoch- und Tiefbau sowie für Verkehrs- und Wasserbauten ist in den vergangenen Jahren unverändert geblieben. Mit Hilfe moderner Pfahlgründungen können große Bauwerkslasten konzentriert in den Baugrund eingeleitet werden, ohne schädliche Setzungen zu erzeugen. Oftmals können auf diese Weise große Fundamentabmessungen sowie Baugrubenverbaue und aufwendige Wasserhaltungen vermieden werden.

Der Großbohrpfahl hat sich für das Abtragen großer Bauwerkslasten als besonders geeignet erwiesen. Dieser Pfahltyp wurde in den 50er Jahren erstmals in Deutschland eingesetzt und erfuhr seither eine rasante verfahrens- und gerätetechnische Entwicklung.

Es ist bekannt, daß es bei der Bohrpfahlherstellung zu Auflockerungen im Erdreich kommen kann, die das Tragverhalten des fertigen Pfahls beeinträchtigen und Setzungen verursachen können. Dieses Wissen spiegelt sich auch in der Normung wider. Für die Bohrpfahlherstellung ist in Deutschland die DIN 4014 (März 1990) maßgebend. Wie herstellungsbedingte Bodenauflockerungen vermieden werden können, wird jedoch nur in allgemeinen Bemerkungen beschrieben.

Für das Entstehen von Bodenauflockerungen sind eine Vielzahl von Faktoren verantwortlich. Wesentlich ist die Bewegung der Bohrwerkzeuge im Bohrloch. In der Fachliteratur wird dieser Aspekt bisher nicht ausreichend beachtet. Insbesondere bei der Herstellung von verrohrten Bohrpfählen, die mit einem Bohreimer hergestellt werden, sind Setzungen infolge von Bodenauflockerungen zu beobachten, die zu Schäden an der Nachbarbebauung führen können. Die Probleme werden meist durch hydraulische Vorgänge in dem mit Wasser gefüllten Bohrrrohr hervorgerufen. Durch das Abheben der Bohrwerkzeuge von der Bohrlochsohle wird ein Unterdruck unterhalb des Bohrwerkzeugs erzeugt, der zu einem hydraulischen Grundbruch an der Bohrlochsohle

führen kann. Infolgedessen wird Boden in das Bohrrrohr eingespült. Es kommt zu einer Entspannung des umgebenden Erdreiches. Herstellungsqualität und Pfahltragfähigkeiten werden negativ beeinflusst.

1.2 Ziele und Gliederung der Arbeit

Die Bohrpfahlherstellung erfuhr in den letzten Jahren eine rasante technische Entwicklung, die im wesentlichen durch die Verbesserung von Bohrgeräten und Verrohrungsmaschinen verursacht wurde. Während vor einigen Jahren der Bohrpfahlherstellung aus technischer Sicht Grenzen gesetzt waren, ist es heute mit Hilfe moderner Maschinentechnik möglich, Bohrpfähle mit einem Durchmesser von 2,5 m bis in Tiefen von über 100 m abzuteufen. Trotz der technischen Fortschritte in der Maschinentechnik sind jedoch Schadensfälle zu beobachten, die auf die Bohrpfahlarbeiten zurückzuführen sind. Aus diesem Grund wird mit der vorliegenden Arbeit der aktuelle Entwicklungsstand bei Tiefgründungen mit Bohrpfählen untersucht.

Das Ziel dieser Arbeit ist die Darlegung und die Analyse von maßgebenden Faktoren für Auflockerungen im Baugrund und den damit verbundenen Einbußen an Pfahltragfähigkeit und Produktqualität bei der Bohrpfahlherstellung. Darauf aufbauend wird untersucht, wie diese Faktoren im baupraktischen Geschehen, in den relevanten Normen und in bisherigen Forschungen berücksichtigt werden. Vorrangig wird hierbei die verrohrte Bohrpfahlherstellung unter anstehendem Grundwasser betrachtet.

Sowohl in der Forschung als auch in der Praxis setzt sich immer mehr die Erkenntnis durch, daß den Einflüssen der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit im Zuge des Wettbewerbs und der Qualitätssicherung mehr Bedeutung beigemessen werden muß, als dies derzeit in der Literatur und den technischen Vorschriften der Fall ist. Um diesen Ansatz weiterzuführen, soll durch die vorliegende Arbeit ein Beitrag zum besseren Verständnis über die bodenmechanischen und hydraulischen Vorgänge in einem mit Wasser gefüllten Bohrloch erbracht und Grundlagen für neue Ansatzpunkte bei der Qualitätssicherung geschaffen werden.

Im ersten Teil der Arbeit wird der derzeitige Stand der Forschung und der Technik bezüglich der Herstellung von Großbohrpfählen dargelegt. Hierbei werden das Tragverhalten und die Herstellung von Bohrpfählen auf der Grundlage der

ausgewerteten Literatur und den Erfahrungen aus der Praxis beschrieben. Der Schwerpunkt ist bei der Betrachtung von Einflüssen auf den Baugrund und deren Berücksichtigung in der Baupraxis und der Pfahlnormung zu finden.

Die Ergebnisse von Versuchen, die zur Klärung von hydraulischen Vorgängen in der Verrohrung von Bohrpfählen beim Ziehen der Bohrwerkzeuge durchgeführt wurden, sind im zweiten Teil der Arbeit beschrieben.

Im dritten Teil werden Ansätze für die Umsetzung der Erkenntnisse in eine technisch anwendbare Lösung zur Vermeidung von hydraulischen Vorgängen dargestellt und analysiert.

2 Stand der Forschung und Technik bei der Bohrpfahlherstellung

2.1 Allgemeines

Der Pfahl als Gründungselement ist keine Erfindung der Neuzeit. Schon vor mehreren 100 Jahren wurden Pfähle genutzt, um Bauwerkslasten in den Untergrund abzutragen. Städte wie Venedig oder Amsterdam sind hierfür beeindruckende Beispiele. Bis in die heutige Zeit, in der Gründungstiefen erreicht werden, die den Dimensionen des Hochbaus entsprechen, hat sich an der prinzipiellen Aufgabenstellung an Gründungspfählen nichts geändert: Sie sollen horizontal und vertikal angreifende Kräfte aufnehmen und in tiefe, tragfähigere Bodenschichten einleiten. Hierzu steht heute eine Vielzahl von Pfahlarten zur Verfügung, die in der Praxis zumeist nach der Einbringungsart unterschieden werden (Ramm-, Bohr-, Schraub- Rüttel- oder Preßpfähle). Ein weiteres Unterscheidungsmerkmal ist die Art der Herstellung. Hier wird im wesentlichen zwischen Fertigpfählen (Herstellung nicht auf der Baustelle) und Ortpfählen (Herstellung vor Ort) unterschieden.

Als Pfahlmaterial wird überwiegend Beton bzw. Stahlbeton eingesetzt. Weitverbreitet sind auch Stahlprofile, die in unterschiedlichsten Formen und Ausführungen zum Einsatz kommen. Pfähle aus Holz, dem Pfahlmaterial, spielen in der heutigen Zeit nur noch eine untergeordnete Rolle.

Der Ausführung der ersten Bohrpfahlgründungen in Deutschland wurde mit Skepsis und Unsicherheit begegnet: „*Vor Beginn der Bohrpfahlherstellung sind die Besonderheiten des jeweiligen Objektes mit dem ausführenden Betrieb zu beraten*“ aus [Blumeyer, 1969].

Das theoretische Wissen über das Lastabtragungsverhalten eines Bohrpfahls lief der damaligen technischen Entwicklung hinterher. Zur Analyse der heutigen Situation wird in der vorliegenden Arbeit der aktuelle Stand in Wissenschaft und Praxis der Bohrpfahlherstellung untersucht.

Um geeignete Erkenntnisse über den Stand der Forschungsaktivitäten im Bereich der Bohrpfahlherstellung zu erlangen, wurden neben einer umfangreichen Literaturrecherche am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) alle 22 Grundbauinstitute der deutschen Universitäten angeschrieben und im Hinblick auf die Problematik der Bodenauflockerung bei der Bohrpfahlherstellung und entsprechende Forschungsarbeiten befragt. Die Ergebnisse der Befragung werden im folgenden zusammengefaßt.

- Von den angeschriebenen Grundbauinstituten haben 19 Institute geantwortet. Das bedeutet einen Rücklauf von ca. 87 %.
- Bei 55% der befragten Institute ist das Problem der Bodenauflockerung bei der Bohrpfahlherstellung bekannt. Es liegen in diesem Bereich jedoch keine schwerpunktmäßigen Untersuchungen vor.
- 32% der befragten Institute befaßten sich zum Zeitpunkt der Befragung nicht mit der angesprochenen Problematik.
- Aus der Befragung wurde ein Interesse an der Problematik deutlich, so daß auch eine Zusammenarbeit in diesem Bereich angeboten wurde.
- Im Rahmen von Schadensfällen sind einige Institute mit dem Thema der Bohrpfahlherstellung befaßt.
- Die aktuellsten Untersuchungen zu diesem Thema wurden am IGB-TUBS durchgeführt.

Aus weiteren Befragungen von Mitarbeitern ausführender Unternehmen, Ingenieurbüros und Baubehörden kann geschlossen werden, daß das Problem der Bodenauflockerung bei der Bohrpfahlherstellung dort ebenfalls bekannt ist. Aber nur die wenigsten Unternehmen geben an, daß Erfahrungen bei der Problemlösung vorliegen. In diesem Zusammenhang wird auf die Fähigkeiten der Bohrmeister und Geräteführer vor Ort verwiesen, die auf Grund ihrer Erfahrungen den Baugrund gut einschätzen können und dementsprechend Parameter wie z.B. die Ziehgeschwindigkeit des Bohrwerkzeugs eigenständig den Erfordernissen anpassen.

2.1.1 Tragverhalten von Pfählen

Bei Pfählen wird zwischen innerer und äußerer Tragfähigkeit unterschieden. Die innere Tragfähigkeit ergibt sich aus den Eigenschaften der verwendeten Baustoffe und beschreibt die Fähigkeit eines Pfahles, die aufgebrachten Kräfte ohne inneren Bruch zu übertragen. Mit äußerer Tragfähigkeit werden die vom Boden aufnehmbaren Kräfte bezeichnet. Wenn im folgenden auf die Tragfähigkeit Bezug genommen wird, so ist damit immer die äußere Tragfähigkeit gemeint, da diese in der Regel kleiner und damit maßgebend für die Bemessung eines Einzelpfahles ist.

Ein Hauptkriterium für die Auswahl und Bemessung eines Pfahltyps im Rahmen einer Baumaßnahme ist die Kraftübertragungsart des Pfahltyps. Ein Pfahl kann die Lasten nur über seine Oberfläche aufgeteilt in Mantel- und Spitzenfläche in den Baugrund weiterleiten. In Abhängigkeit davon, welcher Anteil bei der Lastabtragung überwiegt, werden die Pfähle als Reibungs- bzw. Spitzendruckpfahl bezeichnet. Reine Spitzendruck- oder Reibungspfähle existieren nur theoretisch. Wird ein Pfahl belastet, treten beide Wirkungsarten gleichzeitig auf. Die Mantelreibung eines Pfahles beruht auf der Erzeugung einer Schubspannung zwischen dem Pfahlmantel und dem umgebenden Boden. Die Aktivierung der Schubspannung hängt im wesentlichen von den Kenngrößen des Bodens sowie den Parametern wie Verschiebung und Richtung der Verschiebung ab.

Als Spitzendruck wird die Flächenpressung bezeichnet, die sich auf die Pfahlfußfläche beschränkt. Die Größe dieser Spannung hängt vom am Pfahlfuß anstehenden Boden, von der Pfahlfußgeometrie und der Pfahlfußverschiebung ab. Im Gegensatz zur Mantelreibung kann kein negativer Spitzendruck geweckt werden. Bild 2.1 zeigt das Wirkungsprinzip der Mantelreibung und des Spitzendrucks.

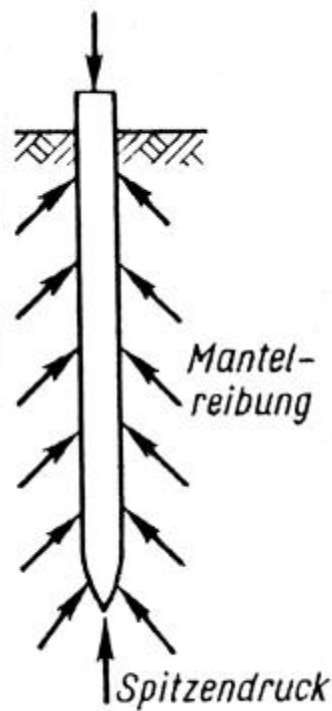


Bild 2.1: Mantelreibung und Spitzendruck [SIMMER 1992]

Für die Aktivierung der maximalen Mantel- und Spitzendruckkraft sind unterschiedliche Verschiebungsbeträge erforderlich. Für die Aktivierung der Mantelreibung sind wenige Millimeter ausreichend, für den vollen Spitzendruck hingegen u.U. mehrere Zentimeter.

Heute existieren eine Vielzahl von Pfahlsystemen, die in ihren Anwendungsbereichen und Variationen kaum zu überschauen sind. Trotz der teilweise verwirrenden Vielfalt haben alle Pfahlsysteme das grundsätzliche Prinzip der Lastabtragung über Mantelreibung und Spitzendruck gemeinsam.

Die weiteren Ausführungen befassen sich im wesentlichen mit dem Bohrpfahl und seiner Herstellung. Hierzu wird zunächst der Begriff Bohrpfahl definiert und das Einsatzgebiet des Bohrpfahls aufgezeigt. Weiterhin wird auf spezielle geotechnische Probleme bei der Herstellung von Großbohrpfählen eingegangen.

2.2 Bohrpfähle

2.2.1 Definition

Die Bemessung und Herstellung von Bohrpfählen in Deutschland ist hauptsächlich in der DIN 4014 festgelegt. Die dortige Definition beschreibt Bohrpfähle als Ortbetonpfähle, "die in einem in den Baugrund gebohrten Hohlraum durch Einbringen von Beton hergestellt werden". Der gebohrte Hohlraum kann verrohrt, unverroht, unverroht unter Zuhilfenahme einer Stützflüssigkeit, sowie unverroht mit durchgehender Bohrschnecke hergestellt werden. Der Einsatz von Bewehrung ist nicht zwingend notwendig und richtet sich nur nach statischen Erfordernissen.

Auf diese Weise hergestellte Pfähle, mit einem Durchmesser von 30 - 50 cm, werden von den Herstellern üblicherweise als Bohrpfähle bezeichnet. Vergrößert sich der Durchmesser auf bis zu 300 cm, wird von Großbohrpfählen gesprochen. Diese Unterscheidung wird nur im Sprachgebrauch vorgenommen. In der DIN 4014 wird diese Unterscheidung nicht getroffen; die Norm gilt für Pfahldurchmesser von 0,3 - 3,0 m. Bohrpfähle mit einem Durchmesser von 10 - 30 cm werden als Kleinbohrpfähle oder Wurzelpfähle bezeichnet. Sie fallen nicht in den Anwendungsbereich der DIN 4014.

Das Einsatzgebiet von Bohrpfählen ist bedingt durch die Bandbreite der Abmessungen sehr groß. In der Regel werden Bohrpfähle für die punktförmige, vertikale Abtragung von Bauwerkslasten eingesetzt. Darüber hinaus ist der Bohrpfahl sehr gut geeignet für die Aufnahme von Horizontalkräften und wird deshalb in Form von Bohrpfahlwänden auch zur Baugrubenumschließung eingesetzt.

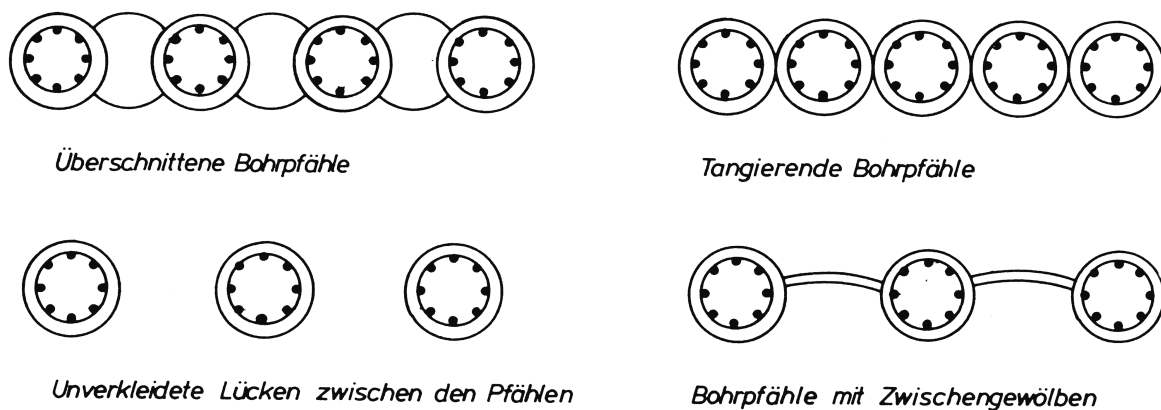


Bild 2.2: Anordnung von Bohrpfählen zur Baugrubenumschließung [RODATZ 1994]

Bedingt durch eine geräusch- und erschütterungsarme Herstellung ist der Einsatz in bebauten Gebieten und in der unmittelbaren Nähe von bestehenden Bauwerken möglich. Aufgrund der geringen erforderlichen Arbeitshöhe kann der Bohrpfahl auch unter sehr beengten Baustellenverhältnissen, wie z.B. unter Brücken oder in geschlossenen Räumen hergestellt werden. Die Pfahllänge kann dem angetroffenen Bodenprofil auf der Baustelle angepaßt werden. Das Durchbohren schwieriger Bodenverhältnisse wird durch den Einsatz spezieller Bohrwerkzeuge in der Regel technisch und wirtschaftlich realisierbar.

2.2.2 Tragverhalten von Bohrpfählen

Das Tragverhalten von Pfählen im allgemeinen - und insbesondere das der Bohrpfähle - kann im Vorfeld einer Baumaßnahme bis heute nicht eindeutig bestimmt werden. Lange Zeit wurde über theoretische und empirische Ansätze versucht, das Tragverhalten von Pfählen zu erfassen und den Nachweis der ausreichenden Tragfähigkeit zu führen. Diese Ansätze konnten aufgrund mangelnder Versuchstechnik nur schwer überprüft werden. Erst durch die Verbreitung der Großbohrpfähle war es möglich, Dehnungs- und Kraftgeber im und am Pfahl zu positionieren, mit deren Hilfe die Lastabtragung eines Pfahles näher untersucht werden konnte. Seither wurden eine Vielzahl von instrumentierten Probelastungen durchgeführt. Die Realisierung und Auswertung wird oft in der Literatur beschrieben und sorgt ständig für eine fachliche und kontroverse Diskussion bezüglich des Tragverhaltens von Pfählen [FORST, 1982], [STAMM, 1980, 1990].

Grundlegende und beispielhafte Pfahlprobelbelastungen an Großbohrpfählen, bei denen gezielt entweder der Spitzendruck oder die Mantelreibung minimiert wurde, wurden von FRANKE [1977] durchgeführt. Diese Versuche lieferten aufschlußreiche Ergebnisse. Trotz zahlreicher Probelbelastungen und den daraus gewonnen Erkenntnissen existiert jedoch noch kein analytisches Verfahren, das die sichere Bestimmung des Tragverhaltens von Bohrpfählen gewährleistet. Ein vielversprechender Ansatz wurde in langjähriger Forschungsarbeit an der Monash Universität in Melbourne, Australien entwickelt. Mit Hilfe des Rechenprogramms "Rocket" kann das Tragverhalten von Pfählen in festen Böden und Fels wirklichkeitsgetreu berechnet werden. Eine Vielzahl von Vergleichsrechnungen statischer Probelbelastungen zeigte eine gute Übereinstimmung der gemessenen Tragfähigkeiten und Verformungen [SCHMIDT, 1999]. Zur Zeit werden weitere Untersuchungen für die Bestimmung der für die Berechnung notwendigen Eingangsparameter durchgeführt.

Nach dem derzeitigen Stand der Technik wird die Bestimmung der äußeren Tragfähigkeit eines Bohrpfahls in Anlehnung an die DIN 4014 durchgeführt. Dabei wird mit Hilfe von Tabellen eine Widerstands-Verschiebungslinie zur Ermittlung der zulässigen axialen Belastung eines Einzelpfahls konstruiert. Der Pfahlfußwiderstand R_s wird hierbei in Abhängigkeit vom maßgebenden Pfahlfußdurchmesser und der bezogenen Setzung angegeben. Der Pfahlmantelwiderstand R_r wird durch die Multiplikation des Bruchwerts der Mantelreibung τ_{mf} mit der Pfahlmantelfläche errechnet. Auf diese Weise wird der gesamte Pfahlwiderstand R in Abhängigkeit von der Pfahlkopfsetzung aus der Summe der Einzelwiderstände bestimmt:

$$R = R_s + R_r \quad [2.1]$$

Das Verhältnis der Einzelwiderstände hängt neben der Pfahllänge und dem Durchmesser stark von der Belastung und der damit erzeugten Pfahlverschiebung ab. Die Verschiebung, die erforderlich ist, um den vollen Bodenwiderstand zu aktivieren, ist eine Funktion des Bodens. Das Verhältnis zwischen Spitzendruck und Mantelreibung eines Pfahles bleibt nicht konstant, sondern ändert sich während der Belastung. Zu Beginn einer Pfahlbelastung trägt ein Pfahl die Belastung fast vollständig über die Mantelreibung ab. Erst bei Zunahme der Belastung verschiebt sich das Verhältnis, der

Spitzendruck steigt an. Bild 2.3 zeigt die Veränderung des Tragfähigkeitsanteils der Mantelreibung und des Spitzendrucks in Abhängigkeit von der Belastung.

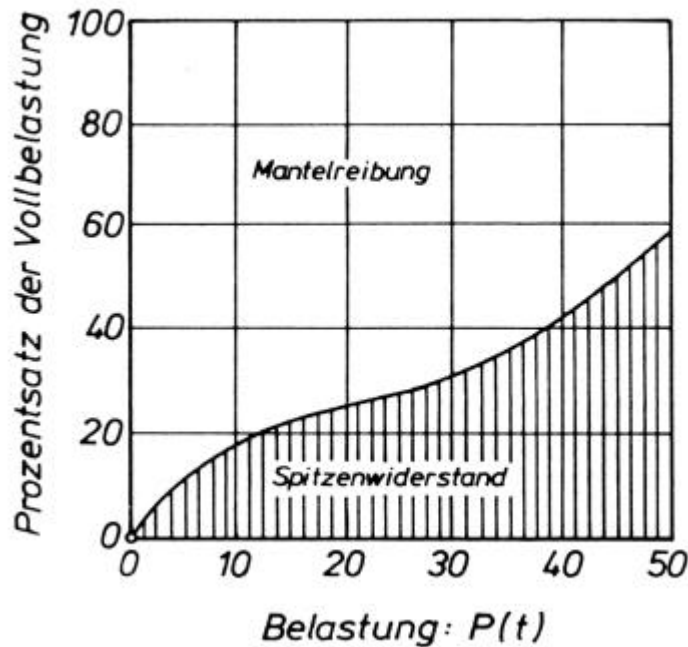


Bild 2.3: Veränderung des Tragfähigkeitsanteils der Mantelreibung und des Spitzendrucks in Abhängigkeit von der Belastung
[Terzaghi, Peck 1961, Rodatz 1994]

Weitere maßgebende Faktoren, die die Tragfähigkeit bestimmen, sind die anstehenden Böden sowie die Art und Weise der Pfahlherstellung. Über den Einfluß der Herstellung auf die Tragfähigkeit bzw. Qualität von Pfählen wird im Verlauf der Arbeit eingegangen.

2.2.3 Mantelreibung

Die Mantelreibung ist die Schubspannung, die sich an der Kontaktfläche zwischen Pfahlmantel und Boden aufbaut und der Setzung bzw. Hebung eines Pfahles bei Belastung entgegen wirkt. Die Größe der Mantelreibung ist u.a. von der Scherfestigkeit des umgebenden Bodens abhängig und wächst mit der senkrecht zur Pfahlmantelfläche wirkenden effektiven Normalspannung (Radialspannung) an. Die Mantelreibung wird nach FRANKE [1992] mit folgender Gleichung ermittelt.

$$\tau_{mf} = \sigma_h \cdot \tan \delta + c_a = K \cdot \sigma_z \cdot \tan \delta + c_a \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad [2.2]$$

mit:

- τ_{mf} = Mantelreibung im Bruchzustand [kN/m²]
- σ_h = horizontale Spannung im Boden in der Tiefe z [kN/m²]
- σ_z = vertikale Spannung im Boden in der Tiefe z [kN/m²]
- δ = Reibungswinkel zwischen Pfahl und Boden [°]
- c_a = Adhäsion in der Grenzfläche [-]
- K = Erddruckbeiwert [-]

Wird die Gleichung [2.2] für die Ermittlung der Mantelreibung benutzt, wird deutlich, daß diese mit der Tiefe z kontinuierlich zunimmt. Dieser lineare Anstieg der Mantelreibung konnte anhand von Probelastungen nicht bestätigt werden. Der Verlauf der Mantelreibung über die Tiefe ist eher als parabolisch anzusehen. Sie steigt nur bis zu einem kritischen Punkt an und wird bis zum Pfahlfuß immer geringer. Der Verlauf der Mantelreibung mehrerer Pfähle im dichten Sand wird in Bild 2.4 gezeigt. Der Rückgang der Mantelreibung ist deutlich zu erkennen.

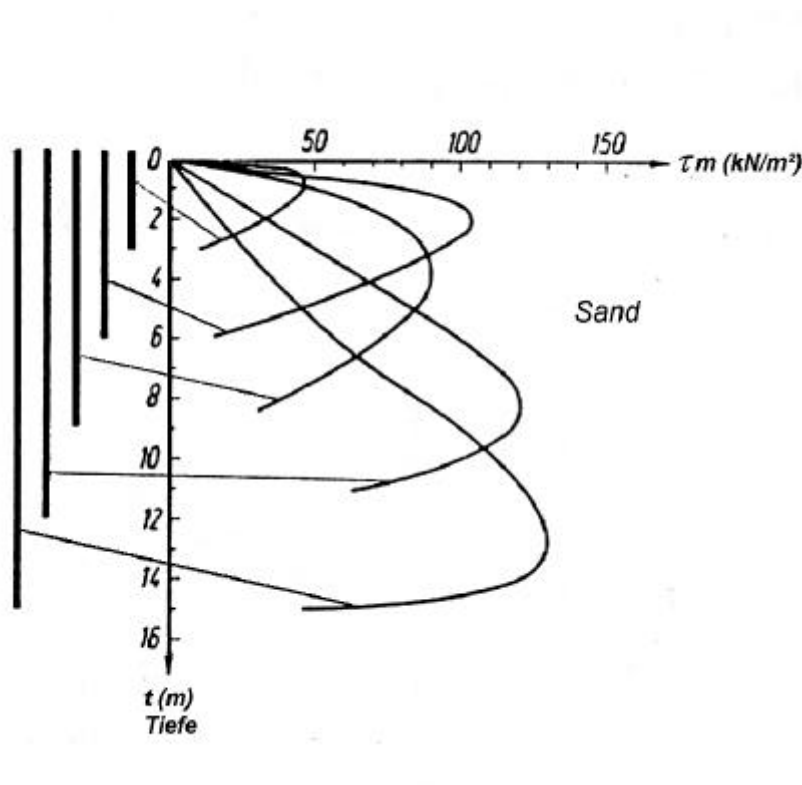
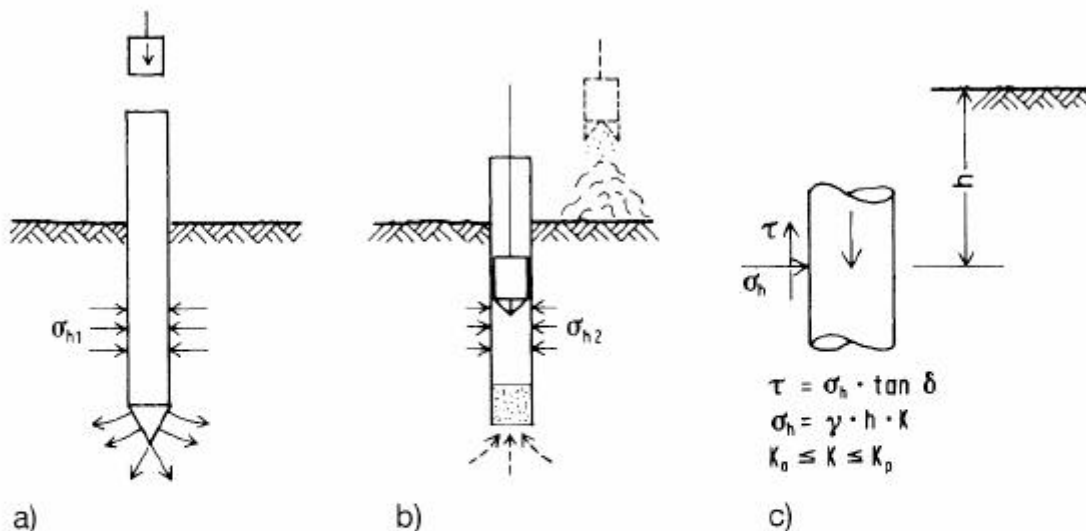


Bild 2.4: Rückgang der Mantelreibung am Pfahlfuß in dichtem Sand [VESIC 1970]

Das Herstellungsverfahren von Pfählen hat einen großen Einfluß auf die Radialspannung im Boden und damit auf die Tragfähigkeit von Pfählen. Wird bei der Einbringung von Pfählen Boden verdrängt, erhöht sich die Radialspannung. Es kann von einem besseren Lastabtrag über die Pfahlmantelfläche ausgegangen werden. Dieser Effekt tritt beim Einbringen von Ramppfählen und Verdrängungsbohrpfählen auf. Bei der konventionellen Bohrpfahlherstellung wird der Boden nicht verdrängt, sondern entfernt. Infolgedessen entspannt sich der umgebende Boden. Die Radialspannung verringert sich. Bild 2.5 zeigt den Einfluß der Pfahlherstellung auf die Mantelreibung.



Einfluß der Pfahlherstellung auf die Mantelreibung
a) Verspannung durch Bodenverdichtung beim Verdrängungspfahl
b) Gefahr einer Entspannung beim Bohrpfahl
c) Auswirkung auf die Mantelreibung

Bild 2.5: Einfluß der Pfahlherstellung auf die Mantelreibung [SEITZ, SCHMIDT 2000]

Der zwischen Pfahl und Boden wirkende Reibungswinkel δ ist stark von der geometrischen Ausbildung (örtliche Fehlstellen) und der Rauigkeit des Pfahlschafts abhängig. Nur bei einem möglichst rauen Pfahlschaft kann die Scherfestigkeit des Bodens effektiv ausgenutzt werden. Bei Bohrpfählen ist ein rauher Pfahlschaft in der Regel durch das Betonieren gegen den anstehenden Boden gegeben und kann gegebenenfalls durch eine nachträgliche Mantelverpressung verbessert werden. Durch

den Verpreßvorgang wird gleichzeitig die Radialspannung erhöht, so daß eine Steigerung der Mantelreibung von 50 -100 % erzielt werden kann.

Ein weiterer Mechanismus, der die Radialspannung erhöht und nur bei dicht gelagerten Böden auftritt, ist die Dilatanz. Als Dilatanz wird die Erhöhung des Porenanteils von nichtbindigen Böden bei Scherverformungen bezeichnet. In Bild 2.6 ist das idealisierte Verformungsverhalten eines Bohrpfahls bei vertikaler Verschiebung in festem Boden oder Fels dargestellt. Dabei wird deutlich, wie durch die Verschiebung des Pfahls eine Erhöhung der Radialspannung und damit eine Steigerung der Mantelreibung erzeugt wird.

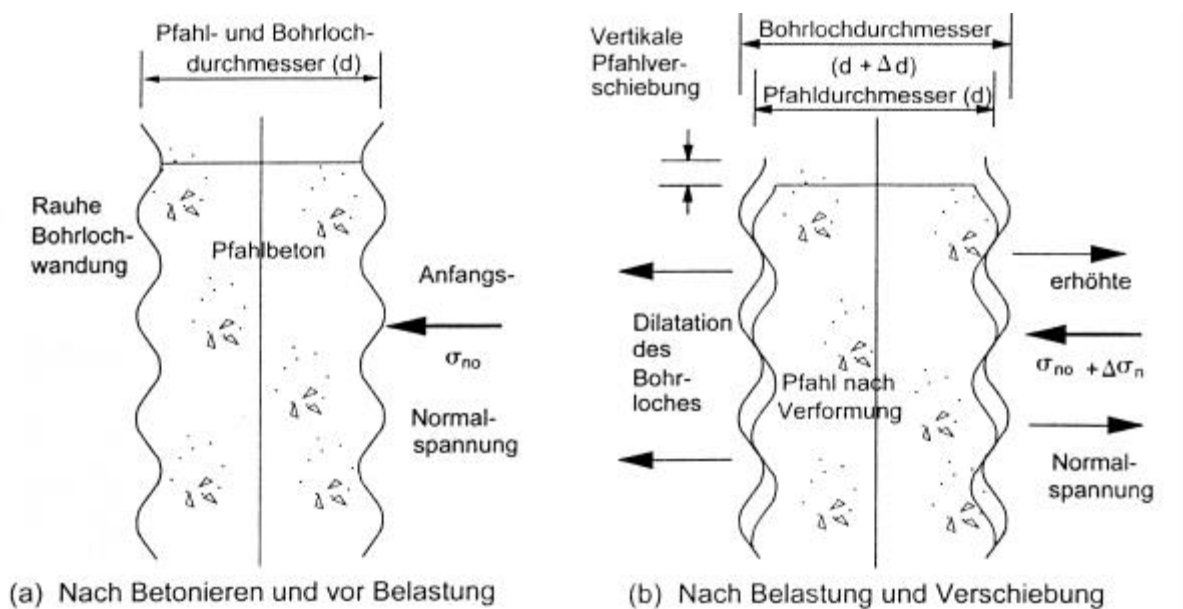


Bild 2.6: Idealisiertes Verformungsverhalten eines Bohrpfahls in rauhem Gestein [Schmidt 1999]

Grundsätzlich ist die Größe und Verteilung der Mantelreibung von den Aktivierungswegen abhängig. Im Bereich geringer Lasten und den damit verbundenen kleinen Verschiebungen des Pfahls im Baugrund wirkt jeder Pfahl als Mantelreibungspfahl. Aber auch durch die Pfahlgeometrie wird die Entwicklung der Mantelreibung beeinflusst. Verhältnismäßig schlanke Pfähle besitzen nur eine geringe Pfahlfußfläche, die Mantelreibung dominiert.

2.2.4 Spitzendruck

Die Sohldruckspannung unter dem Pfahlfuß wird als Pfahlschubspannung bezeichnet und ist abhängig vom Pfahlfußquerschnitt und dem darunter anstehenden Boden. Der Spitzendruck wird durch Pfahlsetzungen aktiviert und nimmt mit zunehmender Lagerungsdichte und innerem Reibungswinkel des Bodens zu. Bei größeren Setzungen des Pfahls entstehen Sohldruckspannungen, die zu Kornbrüchen im Boden führen und ein geändertes Reibungsverhalten nach sich ziehen. Die Einleitung der Spitzenpressung eines Pfahls in den anstehenden Boden erfolgt nach STAMM [1983] über einen Verdrängungskeil, den der Pfahl mit seiner Verschiebung vor sich in den Boden treibt. Hierbei ist die Flächenpressung am Pfahlfuß nicht konstant, sondern es bilden sich Randpressungen, die größer als die über die Pfahlfußfläche gemittelten Pressungen sind. Dieser Verlauf der Sohldruckspannung konnte sowohl durch Modellversuche, als auch durch in situ-Messungen bestätigt werden. Bild 2.7 zeigt die gemessene Verteilung der Sohldruckspannung unter einem Bohrpfahl.

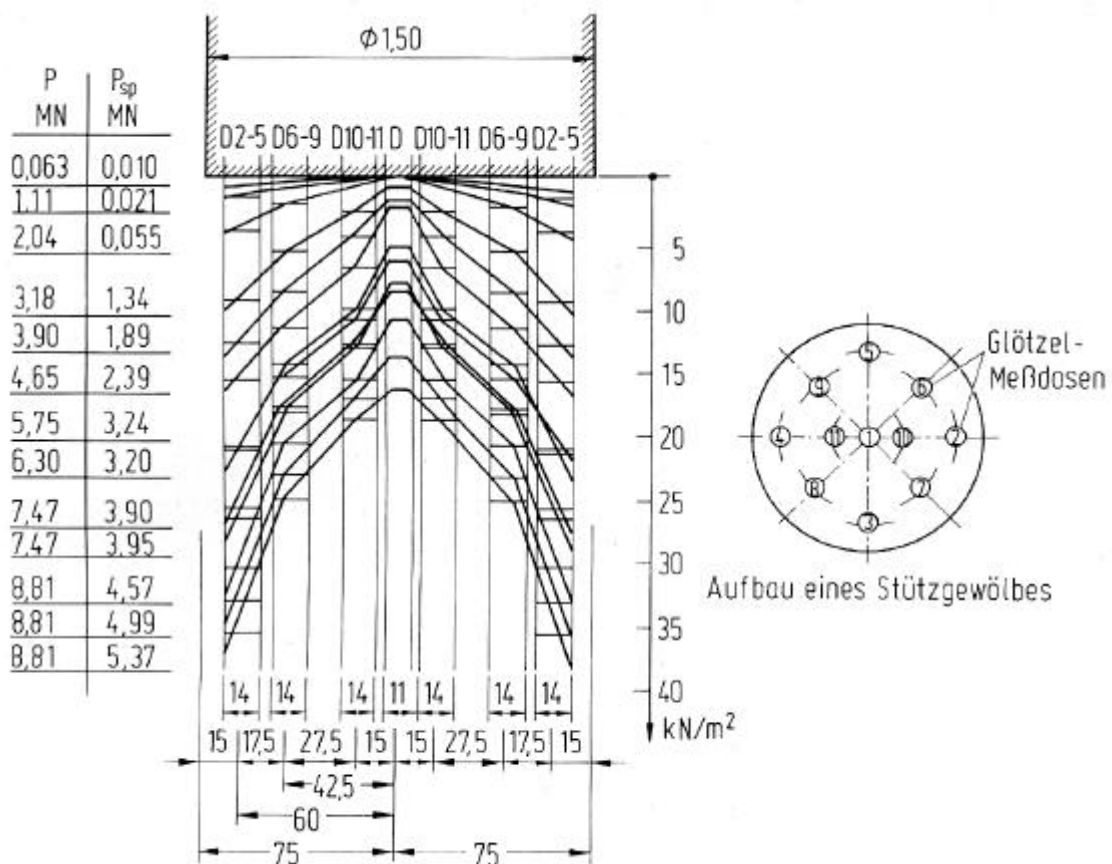


Bild 2.7: Gemessene Pressungsverteilung unter dem Pfahlfuß [STAMM 1988]

Auf Grund ihrer geringen Pfahlfußfläche aktivieren Pfähle mit kleinem Durchmesser wesentlich größere Sohlpressungen als Pfähle mit großem Durchmesser.

2.3 Bohrpfahlherstellung

Für ein besseres Verständnis der Einflüsse der Herstellung auf die Bohrpfahltragfähigkeit wird zunächst die grundsätzliche Vorgehensweise bei der Bohrpfahlherstellung erläutert. Anschließend werden Herstellungsparameter getrennt betrachtet und der jeweilige Einfluß auf den anstehenden Baugrund näher untersucht.

Bohrpfähle können mit Hilfe einer Vielzahl von Geräten hergestellt werden. Die Auswahl und der Einsatz richtet sich nach den anstehenden Bodenarten, den räumlichen und technischen Randbedingungen der Baustelle sowie nach wirtschaftlichen Aspekten. Unabhängig von den eingesetzten Geräten kann der Herstellprozeß vereinfacht in folgende Arbeitsschritte unterteilt werden.

- Sichern der Bohrlochwandung
- Lösen und Fördern des Bohrguts
- Bewehren
- Betonieren

In Bild 2.8 sind die Arbeitsschritte beim verrohrten Greiferbohren dargestellt.

Die Durchführung der einzelnen Arbeitsschritte kann variieren. In der Regel wird eine Verrohrung zur Sicherung der Bohrlochwandung eingesetzt, in deren Schutz mit Hilfe von Bohrwerkzeugen der Boden gelöst und gefördert wird. Bei nicht standfesten Böden ist die Sicherung der Bohrlochwandung unabdingbar, um den Einsturz des Bohrlochs zu verhindern und die Entspannung des anstehenden Bodens zu minimieren. Bei einem unverrohrt hergestellten Bohrpfahl wird die Sicherung der Bohrlochwandung durch eine Stützflüssigkeit oder eine durchgehende Bohrschnecke realisiert.

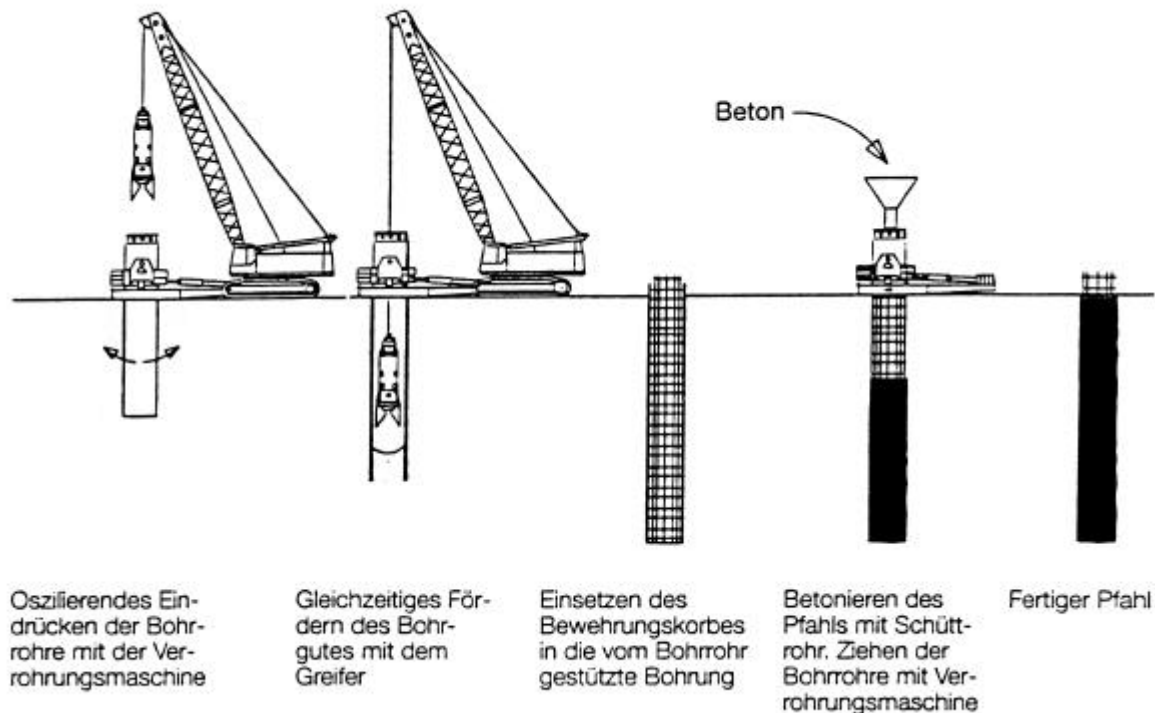


Bild 2.8: Herstellungsphasen beim Greiferbohren [Bauer-Produktinformation]

Im folgenden werden die Herstellungsverfahren in Anlehnung an die DIN 4014 in unverrohrte und verrohrte Bohrverfahren unterteilt und kurz beschrieben. Die aufgeführten Bohrverfahren stellen nur eine Auswahl von Bohrverfahren dar, die weltweit eingesetzt werden. Die Aufzählung erhebt daher nicht den Anspruch der Vollständigkeit, vielmehr sollen grundsätzliche Unterschiede der Herstellungsverfahren verdeutlicht werden.

2.3.1 Bohrpfahlherstellung ohne Verrohrung

Beim Durchbohren von nicht standfesten Böden muß nach DIN 4014 eine Sicherung der Bohrlochwandung erfolgen. Als stützende Kraft werden dabei zumeist flüssige Suspensionen eingesetzt, die sich in der Regel aus festen, feinkörnigen Stoffen und Wasser zusammensetzen. Für diese Aufgabe eignen sich besonders hochplastische Tone, die im Wasser gelöst werden. Sie bilden eine visko-plastische Flüssigkeit, die in den Porenraum des umgebenden Bodens eindringt und einen Filterkuchen bildet.

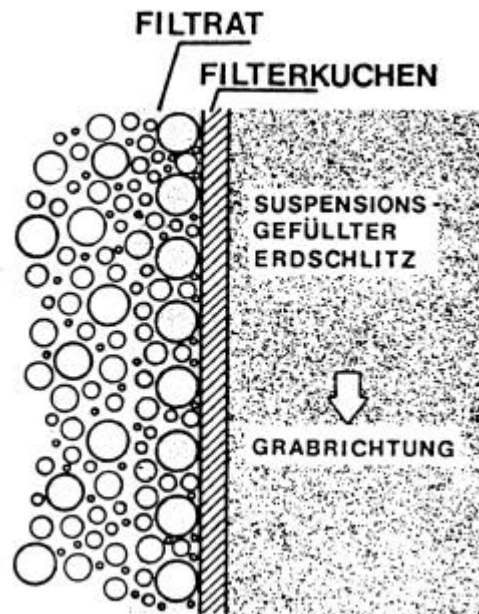


Bild 2.9: Filterkuchenbildung an der Grenzfläche Boden/Suspension bei feinkörnigen Böden, [KARSTEDT, RUPPERT 1980, Rodatz 1994]

Für die Bildung des Filterkuchens ist eine Strömung erforderlich, die vom Bohrloch zum Boden hin gerichtet ist. Diese Bedingung erfordert ein höheres Druckniveau der Suspension gegenüber dem anstehenden Grundwasserspiegel im Erdreich. Nach der Ausbildung des Filterkuchens ist keine oder nur eine geringe, weitere Zufuhr von Suspension erforderlich.

Beim Einsatz von Wasser als Stützflüssigkeit ist hingegen eine ständige Zugabe von Wasser notwendig um das nötige Druckgefälle aufzubauen und beizubehalten. Der Grund hierfür liegt in der rein viskosen Eigenschaft des Wassers, das nicht in der Lage ist, eine Abdichtung der Bohrlochwandung in Form eines Filterkuchens aufzubauen. Die Stützung beruht auf der Strömungskraft des in den Boden eindringenden Wassers, die als hydrodynamische Stützwirkung bezeichnet wird [KOLYMBAS, 1989]. Beim Einsatz von Suspensionen wird hingegen von einer hydrostatischen Stützung ausgegangen.

Bei der Verwendung einer Stützflüssigkeit kann der Boden mit speziellen Greifern gefördert werden. Nach Erreichen der erforderlichen Tiefe erfolgt die Einbringung der

Bewehrung. Das Betonieren wird im Kontraktorverfahren durchgeführt, wobei die Suspension durch den Frischbeton aus dem Bohrloch verdrängt wird.

2.3.2 Bohrpfahlherstellung mit Verrohrung

Bei der verrohrten Bohrpfahlherstellung übernimmt die Verrohrung die Aufgabe der Bohrlochsicherung. Die Verrohrung besteht aus ein- oder doppelwandigen Stahlrohren, die in den Boden eingebracht werden. Die Bohrrohre sind zwischen einem und zwölf Meter langen Stücken erhältlich und können zu beliebig langen Rohrtouren zusammengestellt werden. Zur Unterstützung des Einbringvorganges werden die Rohrtouren am Anfang mit einem Rohrschuh mit Schneidkranz versehen. Je nach Bodenformation wird der Schneidkranz mit Hartmetallzähnen bestückt, die den Boden aufschneiden und die auf die Verrohrung wirkende Mantelreibung verringern. Bild 2.10 zeigt die üblichen Verrohrungselemente bei der konventionellen Bohrpfahlherstellung.

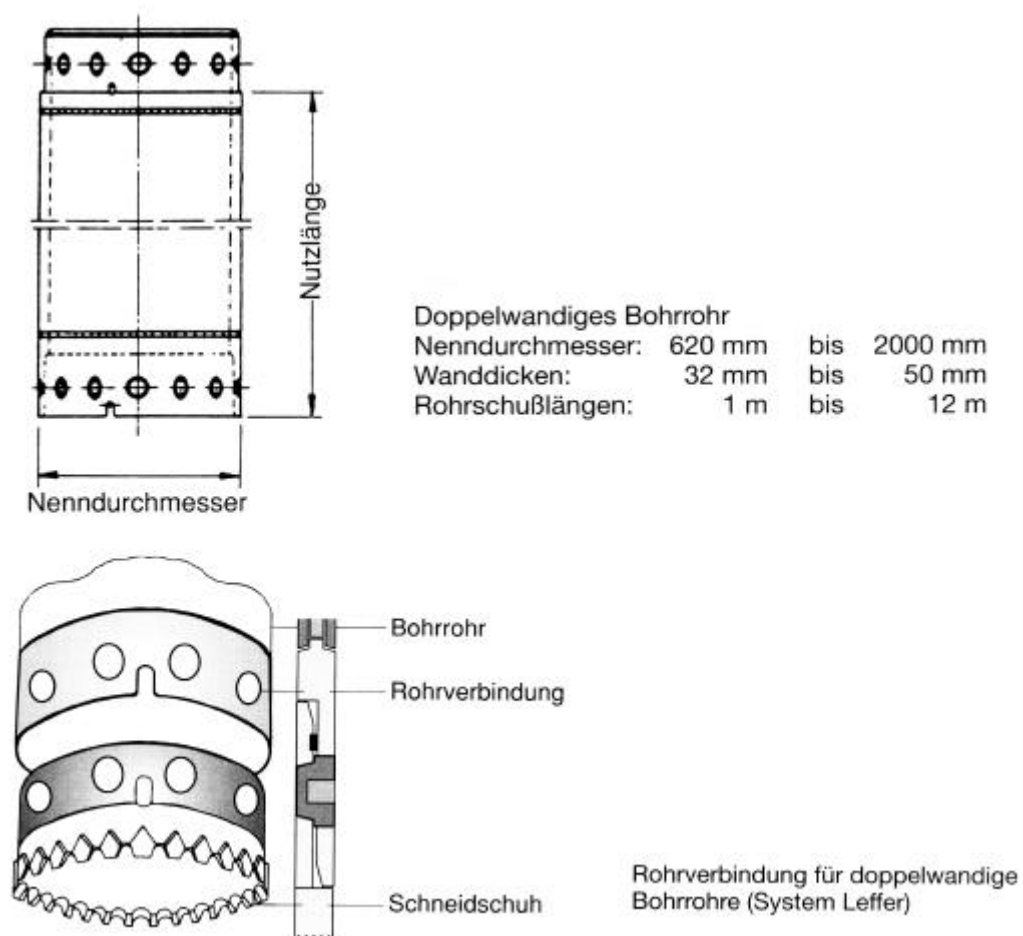
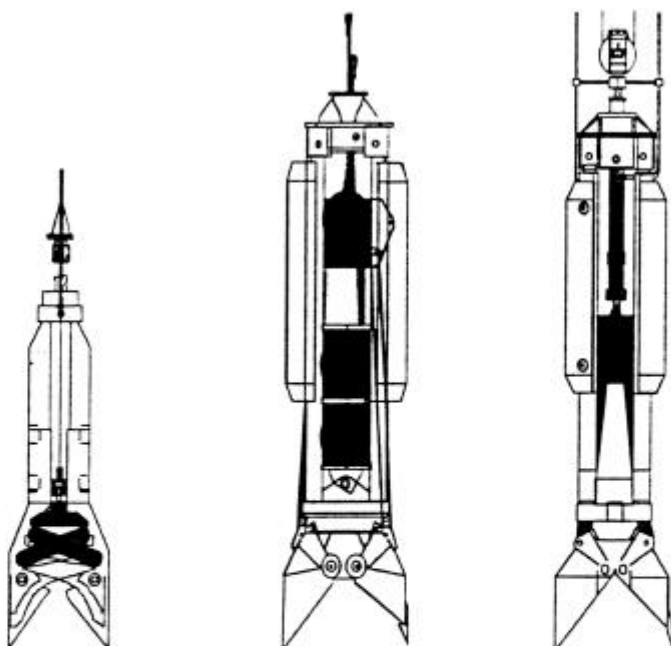


Bild 2.10: Verrohrungselemente [SEITZ, SCHMDT 2000]

Innerhalb der Verrohrung werden Bohrwerkzeuge für das Lösen und Fördern des Bodens eingesetzt. Die Verrohrung eilt hierbei dem Bodenaushub voraus. Die verwendeten Bohrwerkzeuge werden anhand der erzeugten Bodenbeanspruchung in schlagende und drehende Bohrwerkzeuge unterteilt. Zu den schlagenden Werkzeugen zählen Fallmeißel und Seilgreifer, die im freien Fall auf die Bohrlochsohle auftreffen und den Boden lösen. Der Fallmeißel wird nur zum Lösen von härteren Boden- oder Felsschichten eingesetzt. Das Fördern des gelösten Bodens ist nicht möglich und wird durch einen Seilgreifer übernommen. Beim Durchfahren von Lockergesteinen kann ein Seilgreifer beide Aufgaben erfüllen. Bild 2.11 zeigt Greifersysteme der Bauer Spezialtiefbau GmbH.



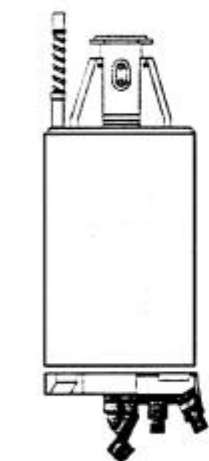
	BS	BSG	BHG
Greifertyp / grab typ	Bohrpfahl / bored pile	Bohrpfahl / bored pile	Bohrpfahl / bored pile
Schließmechanik / closing system	Seil / rope	Seil / rope	Hydraulik / hydraulic
Bohrpfahl Ø / bored pile Ø	620 – 1300 mm	800 – 3000 mm	800 – 3000 mm
Schlitzbreite / wall width	–	–	–
Schlitzlänge / wall length	–	–	–
Greiferhöhe / grab height	2500 – 4100 mm	6300 – 12900 mm	3700 – 6500 mm
Greifergewicht / grab weight	1,1 – 3,3 to	3,9 – 23 to	3,7 – 26 to

Bild 2.11: Greifersysteme [Bauer-Produktinformation]

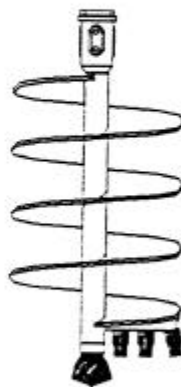
Zu den drehenden Bohrwerkzeugen zählen Bohrschnecken und Bohreimer, die mit Hilfe von teleskopierbaren Stangen (Kellystangen) in das Bohrrrohr abgesenkt werden. Über die Kellystange können die Bohrwerkzeuge, bei gleichzeitigem Drücken auf die

Bohrlochsohle, in Drehung versetzt werden. Durch das Eindrehen der Bohrwerkzeuge wird der Boden gelöst und vom Bohrwerkzeug aufgenommen. Anschließend wird das Bohrwerkzeug aus dem Bohrrohr gehoben und entleert. Die Bohrschnecke wird vorwiegend beim Bohren oberhalb des Grundwassers eingesetzt, da nur dann der Boden zwischen den Wendeln der Schnecke verbleibt. Ein zu hoher Wasseranteil im Boden verhindert die effektive Bodenförderung.

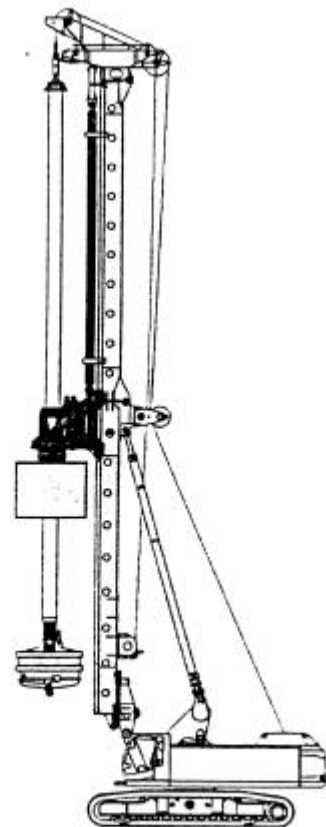
Für den Einsatz im Grundwasser werden vorwiegend Bohreimer, oft auch als Kastenbohrer bezeichnet, verwendet. Sie bestehen aus einem runden Stahlmantel, der an der Unterseite durch einen verdrehbaren Boden verschlossen werden kann. Der Drehboden besitzt Schneidzähne und eine Schüröffnung, mit denen der Boden in das Innere des Eimers befördert wird. Zur Entleerung des Eimers kann der Drehboden aufgeklappt werden. Bild 2.12 zeigt übliche Drehbohrwerkzeuge.



Kastenbohrer KB
mit Drehklappboden
Drill bucket
with revolving bottom gate



Schneckenbohrer SB
Sand, Ton
Auger SB
sand, clay



BG 42

Bild 2.12: Drehbohrwerkzeuge [Bauer-Produktinformation]

Nach Erreichen der erforderlichen Tiefe kann die Einbringung der Bewehrung erfolgen und der Pfahl bei gleichzeitigem Ziehen der Verrohrung betoniert werden. Beim Bohren im Grundwasser erfolgt das Betonieren im Kontraktorverfahren.

Ein effektives Werkzeug, um Sand, Kies und Gesteinsbrocken unter Wasser zu fördern, sind Sand- und Kiespumpen. Die Pumpen bestehen aus einem zylindrischen Grundkörper, in dem ein Kolben bewegt wird. Durch den Kolbenhub wird ein Unterdruck an der Unterseite der Pumpe erzeugt, der eine Bodeneinspülung in den Zylinder verursacht. Das Fördervermögen liegt je nach Größe und Geometrie zwischen 150 und 2000 Liter. Die zur Verfügung stehenden Durchmesser liegen zwischen 0,5 m bis 3,0 m. Voraussetzung für den Einsatz ist ein mit Wasser gefülltes Bohrrohr und ein spülfähiger Boden. Bild 2.13 zeigt eine Sand- und Kiespumpe.

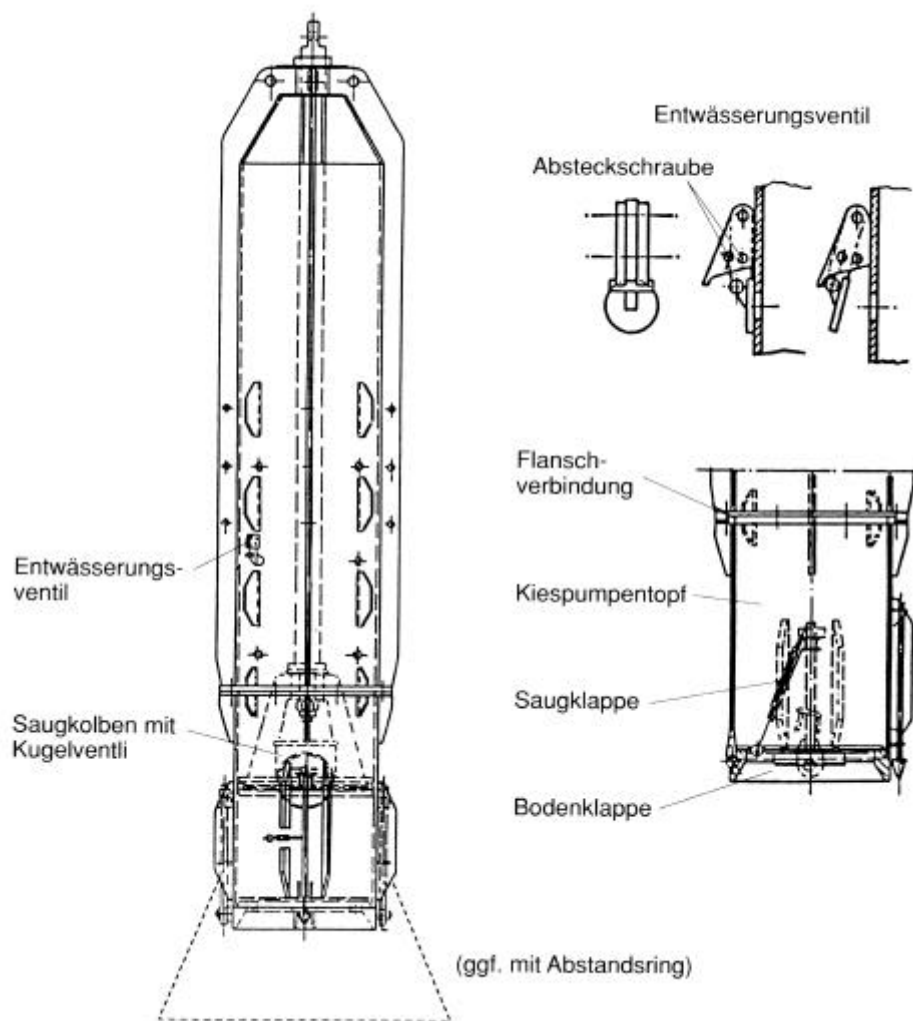


Bild 2.13: Sand- und Kiespumpe [SEITZ, SCHMIDT 2000]

2.3.3 Sonderformen der Bohrpfahlherstellung

2.3.3.1 Schneckenbohrpfahl

Schneckenbohrpfähle zeichnen sich im Gegensatz zur konventionellen Bohrpfahlherstellung durch eine kontinuierliche Bodenförderung aus. Diese wird durch das Eindrehen einer Endlosschnecke in den Boden ermöglicht. Der gelöste Boden wird durch die Wendeln der Schnecke an die Geländeoberfläche transportiert und kann dort aufgenommen werden. Die Stützung der Bohrlochwand übernimmt bei diesem Verfahren die mit Boden gefüllte Endlosschnecke. Das Betonieren erfolgt bei gleichzeitigem Ziehen der Schnecke. Der Beton wird bei diesem Verfahren durch die hohle Schnecke (Schneckenseele) mit Druck eingebracht und tritt an der Unterseite wieder aus. Anschließend wird die Bewehrung in die Frischbetonsäule eingestellt.

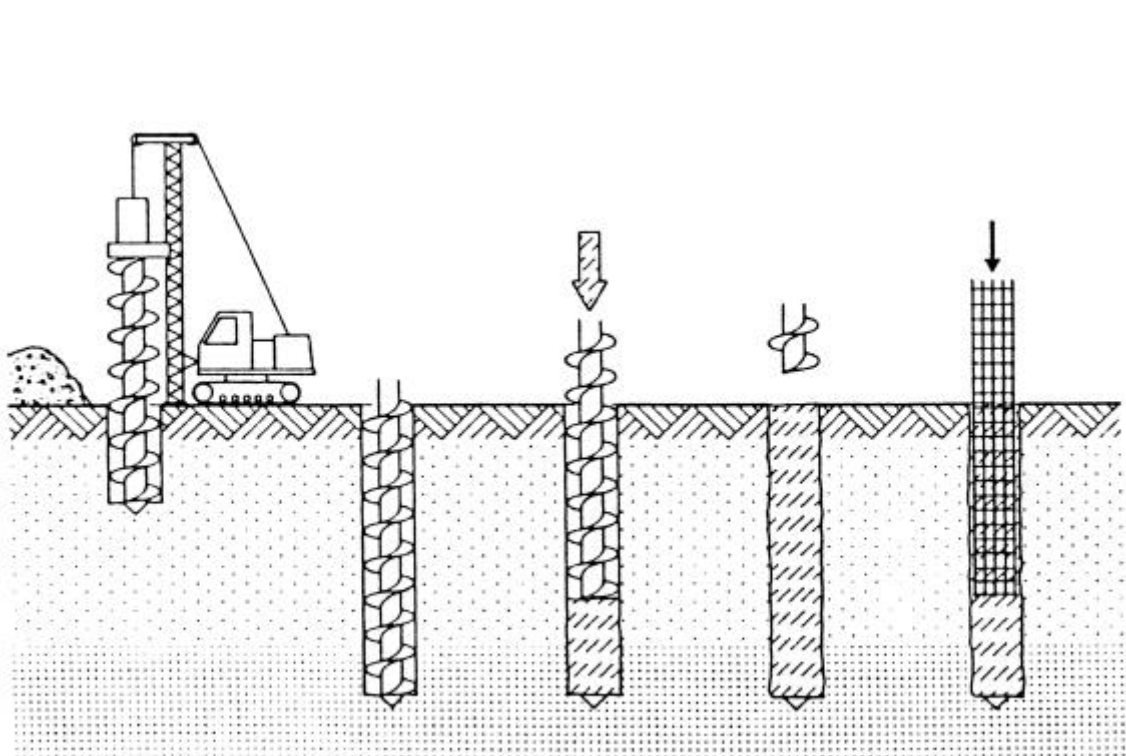


Bild 2.14: Drehbohren mit Endlosschnecke [Rodatz 1993]

Das von der Bauer Spezialtiefbau GmbH derzeit eingesetzte Doppelkopfbohrverfahren ist die neueste Variante der Bohrpfahlherstellung. Hierbei wird mit zwei getrennten Drehantrieben gleichzeitig eine Verrohrung und eine Endlosschnecke gegenläufig in

den Boden gedreht. Die Verrohrung eilt der Schnecke mit einem festen Maß voraus und die Schnecke fördert kontinuierlich den Boden aus der Verrohrung. Der Beton wird mit Druck durch eine Öffnung an der Unterseite der Bohrschnecke beim Ziehen der Verrohrung und Bohrschnecke eingebracht. Der Bewehrungskorb wird nachträglich in die Frischbetonsäule eingebracht.

2.3.3.2 Spülbohrverfahren

Die Spülbohrverfahren sind eine Sonderform der suspensionsgestützten Bohrverfahren [KÜHN, 1992]. Die eingesetzte Suspension übernimmt hierbei neben der Stützung des Bohrlochs auch die Funktion des Fördermittels für das Bohrgut. Das durch Flügelmeißel gelöste Bohrgut wird mittels eines Spülmediums (mit Tonmehl versetztes Wasser oder Luft-Wasser-Gemisch) zutage gefördert. Der Spülstrom wird beim Saugbohrverfahren durch einen Unterdruck, der mit einer Kreispumpe erzeugt wird, hervorgerufen. Beim Lufthebebohrverfahren wird der Förderstrom durch das Einblasen von Luft bewirkt. Das so geförderte Bohrgut wird in einen Spülteich eingeleitet, wo sich die Feststoffe absetzen. Das aufwendige Spülbohrverfahren wird erst ab Tiefen von ca. 30 m wirtschaftlich.

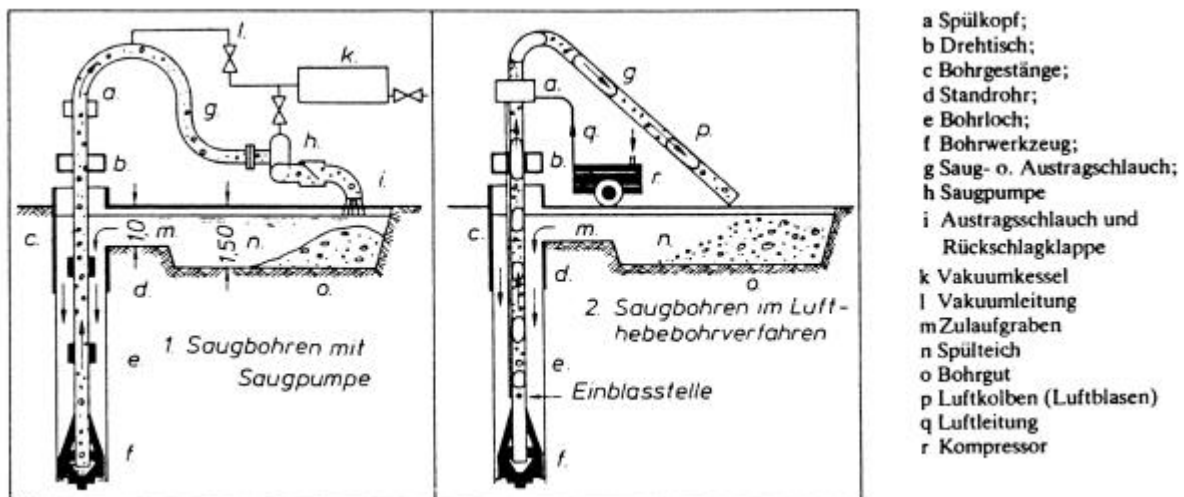


Bild 2.15: Spülbohrverfahren [RÜBENER, STIEGLER 1978]

2.4 Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit von Bohrpfählen

2.4.1 Einführung

"Die Tragfähigkeit eines Ortbetonpfahles hängt nicht allein vom Boden, vom Pfahldurchmesser und von der Pfahllänge ab, sondern ganz entscheidend von der Herstellungsart" [STOCKER, 1980]. Diese Aussage ist das Ergebnis aus dem Vergleich der Tragfähigkeit unterschiedlich hergestellter Ortbetonpfähle und verdeutlicht, wie komplex die Interaktion zwischen Pfahl und Boden ist. Auch HARTUNG [1993] sieht in der Herstellung einen großen Einfluß auf die Pfahltragfähigkeit und die Qualität von ausgeführten Pfahlgründungen. Nach HARTUNG [1993,1994] lassen sich die Einflußfaktoren auf die Tragfähigkeit eines Pfahles in vier Kategorien unterteilen. Zu ihnen zählen der Boden, der Pfahl mit seinen Baustoffen und der Standzeit, die Pfahlherstellung und die auf den Pfahl wirkende Belastung. In Bild 2.16 sind die Einflußgrößen auf die Tragfähigkeit zusammengefaßt.

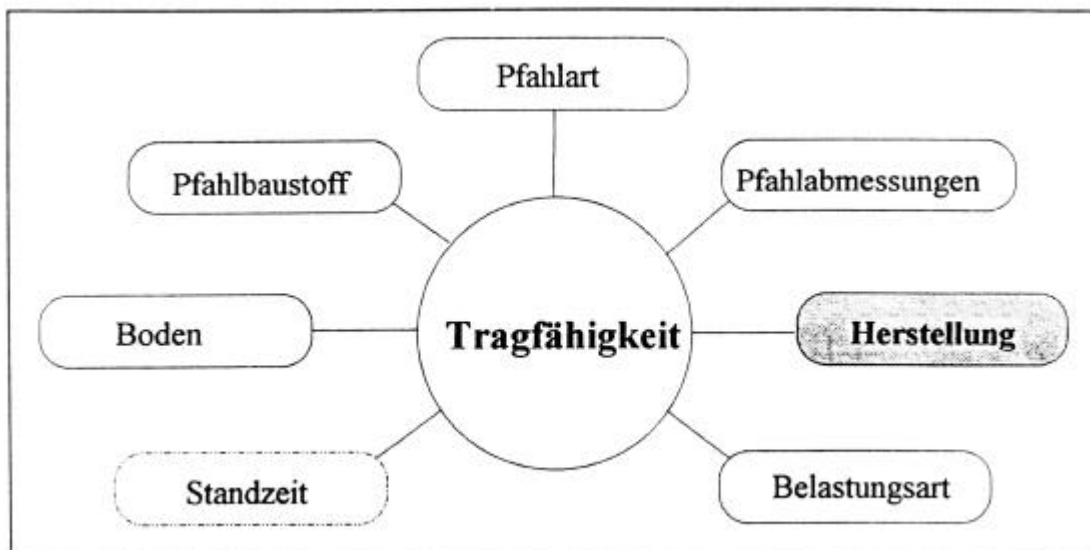


Bild 2.16: Einflußgrößen auf die Tragfähigkeit von Pfählen [HARTUNG 1993]

Die Tragfähigkeit von Bohrpfählen ist stark von der Größe der Radialspannung im Boden abhängig. Gleichzeitig kann jedoch durch die Herstellung des Bohrlochs der Primärspannungszustand des Bodens teilweise erheblich gestört werden. Das vorrangige Ziel bei der Bohrpfahlherstellung ist demnach das Vermeiden von unnötigen Störungen des im anstehenden Boden vorhandenen Spannungszustandes. Daß

dennoch Auflockerungen bei der Bohrpfahlherstellung entstehen, ist hinlänglich bekannt und wurde u.a. von WEINHOLD [1977] und FRANKE [1977 a] beschrieben. Für Franke liegt es "in der Natur der Sache, daß sie am wenigsten beherrschbar sind und alle theoretischen Bemühungen zur Verbesserung der Tragfähigkeitsberechnungen in Frage stellen". Der Nachweis für die Entstehung von Auflockerungen um den Pfahlschaft und Pfahlfuß konnte u.a. von QUAST [1993] erbracht werden. Mit Hilfe von Drucksondierungen vor und nach der Pfahlherstellung zeigte er deutlich den Einfluß der Bohrarbeiten auf die Lagerungsdichte des anstehenden Bodens auf. In Bild 2.17 ist ein Drucksondierdiagramm dargestellt, in dem die Ergebnisse vor und nach der Bohrpfahlherstellung gegenübergestellt sind.

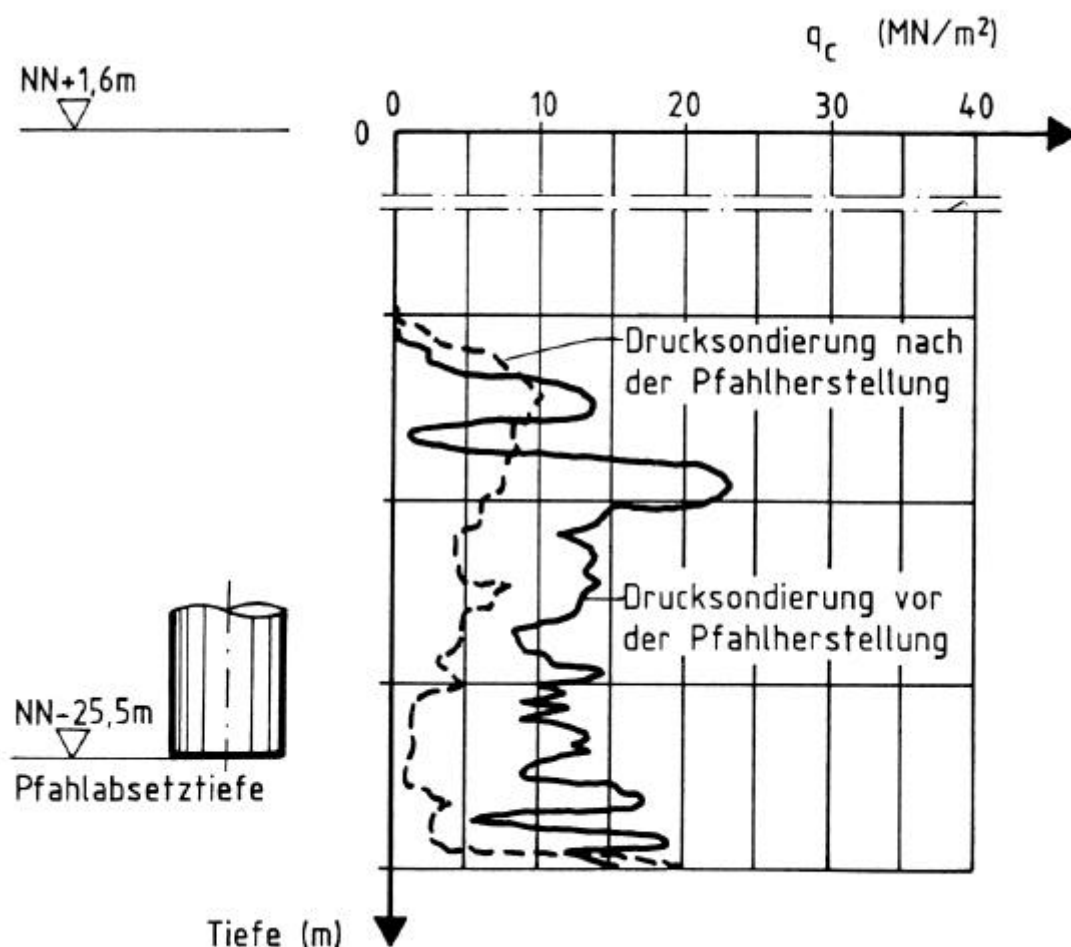


Bild 2.17: Drucksondierungsergebnisse vor und nach der Pfahlherstellung [QUAST1993]

Quast berichtet auch von einem Einbruchkrater mit einem Volumen von über 20 m³, der nach der Herstellung eines Bohrpfahls (\varnothing 2,0 m) infolge von Bodenentzug während der

Bohrarbeiten entstand. Für die Ursache gab er Unzulänglichkeiten während der Pfahlherstellung sowie Mißachtung der Vorgaben der DIN 4014 an. Bild 2.18 zeigt den Einbruchkrater nach der Pfahlherstellung.

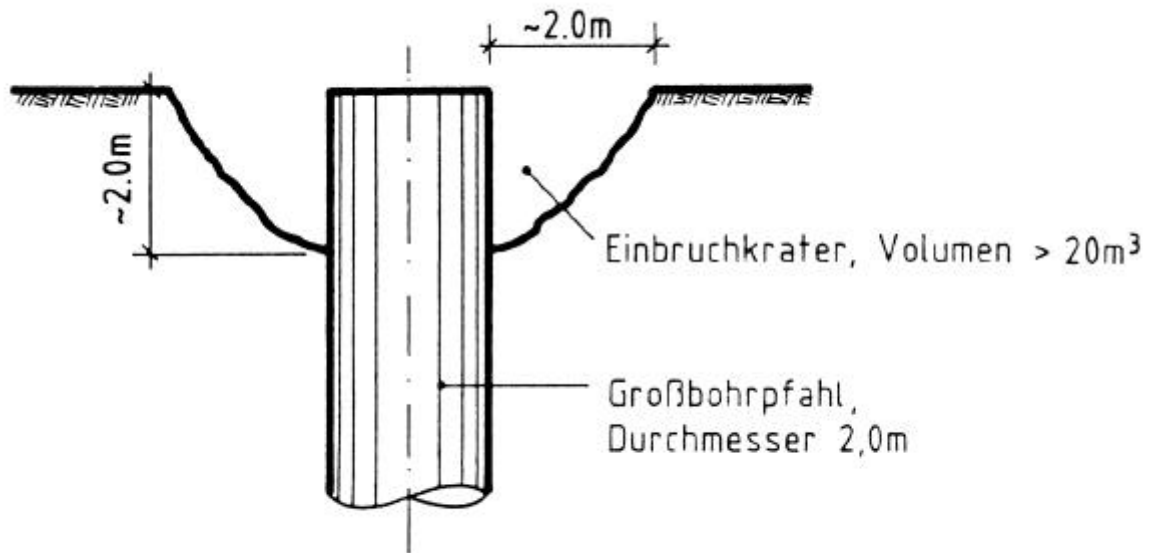


Bild 2.18: Einbruchkrater nach Pfahlherstellung [QUAST 1993]

Wird, wie in diesem Fall beobachtet, zusätzlich zum Pfahlvolumen ein derart großes Bodenvolumen entnommen, so kann neben der Verringerung der Pfahltragfähigkeit auch eine Schädigung der Nachbarbebauung nicht ausgeschlossen werden. Weitere Probleme können dann ein erhöhter Betonverbrauch bei der Pfahlherstellung sowie eine Gefährdung noch nicht vollständig erhärteter Nachbarpfähle sein. Die hier beschriebenen Probleme treten in der Regel verfahrenstechnisch bedingt bei der Ausführung von verrohrten und unverrohrten Bohrpfählen, die unter dem Einsatz von Bohrwerkzeugen innerhalb der Verrohrung hergestellt werden, auf

HARTUNG [1994] nennt Parameter, die bei der Herstellung von Pfählen die Tragfähigkeit beeinflussen können. Sie sind in allgemeine und speziell dem Bohrpfahl zugeordnete Parameter unterteilt.

Tabelle 2.1 Herstellungsbedingte Einflüsse auf die Bohrpfahlherstellung

Allgemeine Parameter	Parameter bei der Bohrpfahlherstellung
Qualifikation des Personals	Durchflußfläche
Arbeitsgeschwindigkeit	Ziehgeschwindigkeit
Betondruck	Voreilung der Verrohrung
Betonkonsistenz	Wasserüberdruck
Temperatur von Beton u. Umgebung	Materialdicke der Verrohrung

2.4.1.1 Qualifikation des Personals

In der Praxis besteht eine sehr starke Abhängigkeit von der Qualifikation des Fachpersonals und einer gezielten Überwachung der durchzuführenden Arbeiten. Die Einhaltung von Vorgaben aus den entsprechenden Regelwerken ist Grundvoraussetzung für eine einwandfreie Bauausführung. Dennoch zeigen Untersuchungen von Bauschäden, daß die Ursachen von Baumängeln in der Regel nicht Vorsatz, sondern Unwissenheit und Gedankenlosigkeit sind. Eine ständige Fortbildung des Personals auf den aktuellen Wissensstand und eine Sensibilisierung für Herstellungsprobleme im Rahmen einer Qualitätssicherung scheint daher angebracht.

2.4.1.2 Arbeitsgeschwindigkeit

Die Arbeitsgeschwindigkeit ist in der Praxis ein prinzipielles Problem. Sie wird so hoch wie möglich angesetzt, um Termine einzuhalten und Kosten zu minimieren. Der zeitliche Druck wirkt sich nicht selten auf die Qualität der ausgeführten Arbeiten aus. Bei der Bohrpfahlherstellung kann hier beispielhaft das Ziehen der Verrohrung angeführt werden. Die Ziehgeschwindigkeit, mit der die Verrohrung aus dem Boden entfernt wird, sollte möglichst gering gehalten werden, um unnötige Auflockerungen im Boden zu vermeiden. Steht zum Beispiel ein Lieferfahrzeug mit dem Pfahlbeton schon länger auf der Baustelle, so wird die Ziehgeschwindigkeit eher an das Abbindeverhalten

des Betons als an die bodenmechanischen Belange angepaßt. So entstehen Bodenauflockerungen, die zu Tragfähigkeitsverlusten führen können.

Nach Gesprächen und Befragungen von Fachleuten aus der Praxis, werden die Aussagen von STOCKER [1980] und HARTUNG [1994] bestätigt, wonach bedingt durch das Herstellungsverfahren Auflockerungen im Boden nicht zu vermeiden sind. Die Ziehgeschwindigkeit ist dabei ein zentraler Parameter im Zusammenhang mit Bodenauflockerungen bei der Bohrpfahlherstellung. In Bild 2.19 sind Ergebnisse aus Modellversuchen in nicht bindigen Böden bezüglich der Ziehgeschwindigkeit dargestellt. Sie zeigen den Einfluß der Ziehgeschwindigkeit eines Bohreimers auf die relative Änderung der Lagerungsdichte.

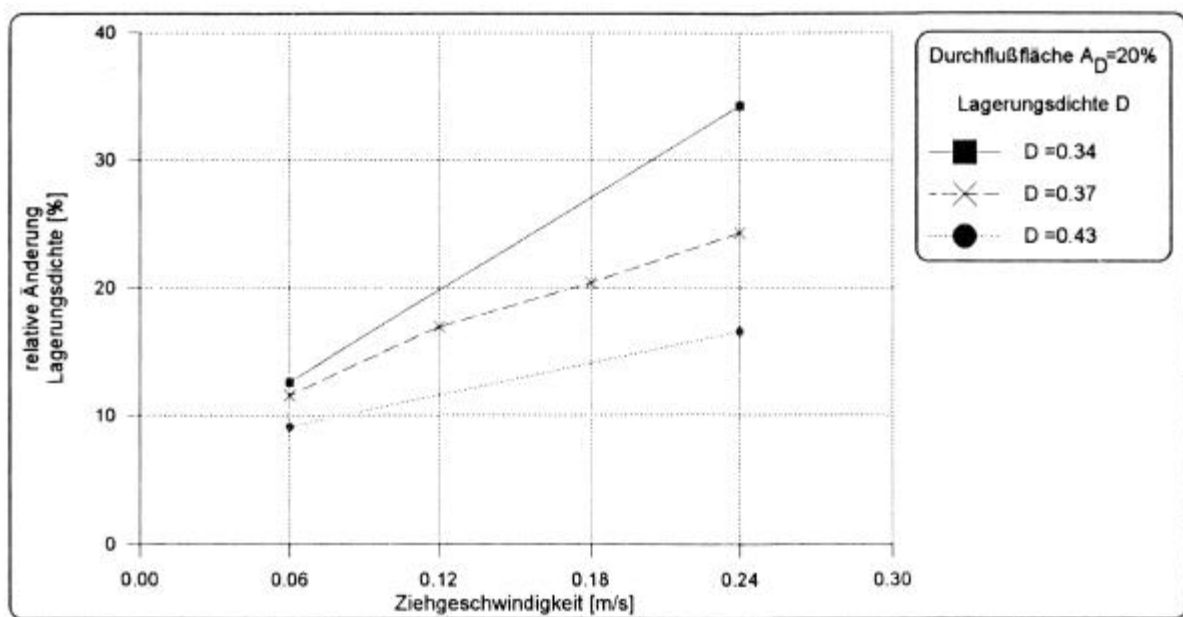


Bild 2.19: Einfluß der Ziehgeschwindigkeit des Bohreimers auf die relative Änderung der Lagerungsdichte [HARTUNG 1994]

In der Praxis bedeutet dies, daß der Geräteführer das Ausmaß der Auflockerungen im Boden "in der Hand hält". Je höher die Ziegeschwindigkeiten, desto größer ist der Einfluß auf die Änderung der Lagerungsdichte in nichtbindigen Böden. Aus diesem Grund sollte die Erfahrung der Geräteführer möglichst groß sein und die Arbeiten nicht unter Zeitdruck ausgeführt werden. Diese Anforderungen können jedoch nicht immer erfüllt werden.

2.4.1.3 Betonkonsistenz, Betondruck, Bewehrung

Für die Abtragung von Lasten in den Baugrund ist eine gute Verzahnung des Pfahlbetons mit dem umgebenden Boden wünschenswert. Um dieses Ziel zu erreichen, sind hohe Anforderungen an den Beton und das Einbringverfahren zu stellen. Die Zusammensetzung des Betons spielt hierbei eine große Rolle. Einerseits muß der Beton gute Fließeigenschaften besitzen, damit er durch die Bewehrungszwischenräume bis an den umgebenden Boden vordringen kann, um somit alle Hohlräume und den Ringspalt beim Ziehen der Verrohrung zu füllen. Andererseits muß der Mörtelanteil im Beton aber auch so stabil sein, um das in der Betonmischung vorhandene Grobkorn mitzuführen und einer Entmischung des Betons entgegenzuwirken. Die Gefahr der Entmischung des Beton ist besonders beim Austreten des Beton aus dem Schüttrohr beim Kontraktorverfahren gegeben, weil der Beton bei seiner Ausdehnung seitlich durch das Bohrohr behindert und um 180° umgelenkt wird, d.h. von unten nach oben im Bohrröhr aufsteigt Bild 2.20 .

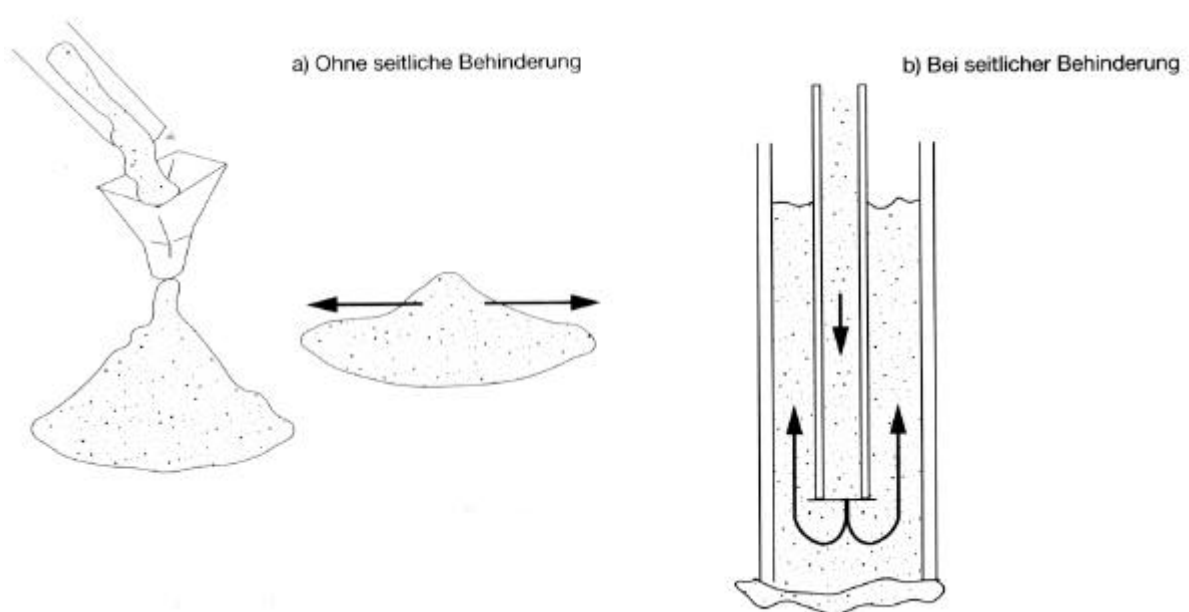


Bild 2.20: Ausbreitung des Frischbetons ohne und mit seitlicher Behinderung, [BÖHLING, GIESBRECHT 1998]

Das Größtkorn des Betons muß so gewählt werden, daß "Brückenbildungen" zwischen den Bewehrungsstreben nicht auftreten können und eine Beeinträchtigung der Fließbewegung des Betons verhindert wird. Ein weiteres Risiko von großem Grobkorn ist das Verkeilen von einzelnen Körnern zwischen der Bewehrung und der Verrohrung. Dieses führt dazu, daß der Bewehrungskorb beim Ziehen des Bohrrohrs mit angehoben und aus seiner planmäßigen Lage gebracht wird. Hierbei besteht zusätzlich die Gefahr, daß die notwendige Betonüberdeckung des Bewehrungskorbs nicht mehr eingehalten werden kann.

2.4.1.4 Temperatur

Frischbeton weist unmittelbar nach der Beendigung des Mischvorgangs eine Ausgangskonsistenz auf, die von den Ausgangsstoffen und der Zusammensetzung bestimmt wird. Mit zunehmender Zeit verändert sich die Frischbetonkonsistenz. Der Beton wird steifer bis zum Ende der Verarbeitbarkeit. Dieser Vorgang wird als Ansteifen bezeichnet [WEBER, 1991]. Bei niedrigen Temperaturen wird das Ansteifen und der Erhärtungsvorgang des Betons verzögert, wohingegen hohe Temperaturen den Erhärtungsvorgang beschleunigen. Aus diesem Grund ist bei der Bohrpfahlherstellung die Betontemperatur vor dem Betonieren von Bedeutung. Ist die Betontemperatur vor dem Einbau zu hoch, kann der Beton die geforderten Fließeigenschaften verlieren und eine optimale Verzahnung des Betons mit dem Baugrund ist nicht erreichbar. Bei extremen Witterungsbedingungen ist daher die Durchführbarkeit der Bohrpfahlherstellung zu prüfen.

2.4.1.5 Durchflußfläche

Die Durchflußfläche ist die Fläche zwischen der Verrohrung bzw. Bohrlochwandung und dem Bohrwerkzeug, durch welche die Stützflüssigkeit (Wasser oder Bentonit-suspension) während des Ziehvorgangs des Bohrwerkzeugs strömen kann. Beim Ziehen des Bohrwerkzeugs in der Stützflüssigkeit ist darauf zu achten, daß die Durchflußfläche ausreichend groß ist, um einen Druckausgleich zuzulassen. Ist dies nicht der Fall, erzeugt die Bewegung des Bohrwerkzeugs einen Unterdruck, der das Zuströmen von Grundwasser in das Bohrloch verursachen kann (Kolbenwirkung). Bei

hohen Fließgeschwindigkeiten entsteht ein hydraulischer Grundbruch an der Bohrlochsohle, der Auflockerungen unterhalb und neben der Verrohrung zur Folge hat. FRANKE [1977 a] und WEINHOLD [1977] weisen auf die Bedeutung der Durchflußfläche als ein wichtiges Qualitätskriterium zur Vermeidung schädlicher Kolbenwirkung hin.

2.4.1.6 Voreilung der Verrohrung

In der DIN 4014 (1990) wird gefordert, daß beim Abteufen der Bohrung das Bohrrohr dem Bohrfortschritt zur Einschränkung von Bodenauflockerungen vorauszuweichen hat. Beim Bohren in weichen bindigen und nicht bindigen Böden, besonders in Feinsanden und Schluff unter dem Grundwasserspiegel, ist ein Voreilmaß von einem halben Rohrdurchmesser vorgeschrieben. Die Voreilung hat die Aufgabe, den umgebenden Boden vor Spannungsänderungen infolge des Bodenaushubs abzuschirmen. Durch die Voreilung beim Bohren unter dem Grundwasserspiegel wird zusätzlich der Strömungsweg in Richtung der Bohrlochsohle verlängert und einem hydraulischen Grundbruch entgegengewirkt. In Bild 2.21a ist die Voreilung der Verrohrung dargestellt.

Die Voreilung der Verrohrung ist nur während des Bohrvorgangs zulässig. Beim Erreichen der Endtiefe der Bohrung, muß die Unterkante der Verrohrung der Lage der Bohrlochsohle entsprechen. Durch diese Vorgabe soll eine Auflockerung der Bohrlochsohle durch das Ziehen der Verrohrung vermieden werden. Eine Säuberung der Bohrlochsohle erfolgt somit ohne Voreilung und stellt demnach einen besonders kritischen Zustand für die Stabilität der Bohrlochsohle dar.

2.4.1.7 Wasserüberdruck

Bei der Bohrpfahlherstellung ist ein Zuströmen von Wasser und Boden in das Bohrloch nicht zulässig. Um dies zu verhindern, wird innerhalb des Bohrlochs ein Überdruck erzeugt, der eine Strömungsrichtung aus dem Bohrloch heraus gewährleisten soll. Der Überdruck wird durch eine Wasserauflast im Bohrrohr erreicht, die der anstehenden Grundwassersäule entgegenwirkt. In Bild 2.21b ist die Wirkungsweise des Wasserüberdrucks im Bohrrohr dargestellt. Der Wasserüberdruck im Bohrrohr sollte

während der Bohrpfahlherstellung ständig kontrolliert werden, um ein Absinken der Wassersäule im Bohrrohr zu erkennen und diesem entgegenzuwirken. Ein relativer Wasserunterdruck im Bohrrohr und die damit verbundene Umkehrung der Strömungsrichtung kann durch das Abfallen des Wasserspiegels aufgrund von Versickerungsvorgängen, sowie durch das Hochziehen des Bohrwerkzeuges (Sogwirkung) eintreten. SCHNELL [1996] weist zudem darauf hin, daß das Herausheben des Bohrwerkzeuges bei ungenügendem Wasserüberdruck dazu führen kann, daß der Wasserspiegel im Bohrrohr unterhalb des Grundwasserspiegels abfällt und eine Strömung in Richtung Bohrrohr einsetzt.

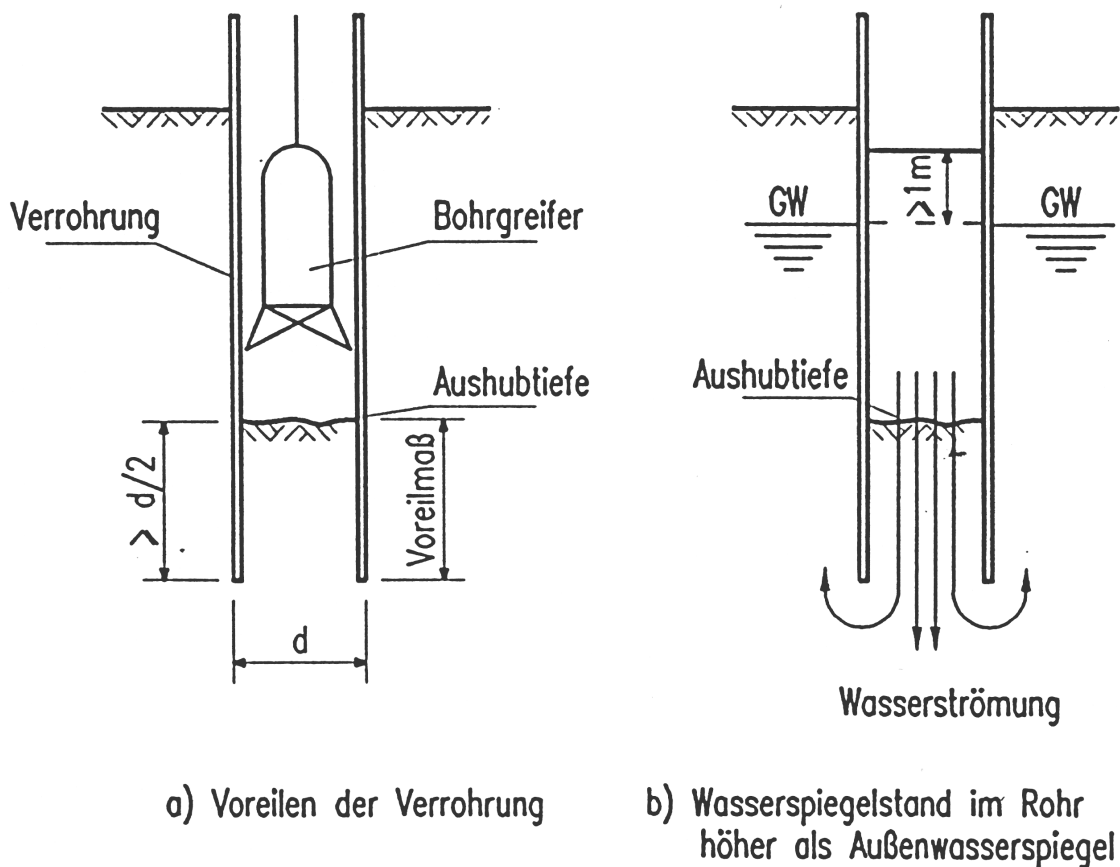


Bild 2.21: Maßnahmen zur Verhinderung von Auflockerungen beim Aushub
[SCHNELL 1996]

2.4.1.8 Materialdicke der Verrohrung

Nach HARTUNG [1994] hat die Dicke der Verrohrung einen Einfluß auf die Pfahltragfähigkeit. Beim Ziehen der Verrohrung entsteht an der Unterseite kurzfristig ein Hohlraum, der einen Unterdruck in diesem Bereich zur Folge hat (Bild 2.22). Bei zunehmender Dicke der Rohrwandung und Ziehgeschwindigkeit der Verrohrung verstärkt sich der Unterdruck und es tritt eine Sogwirkung ein. Sie kann dazu führen, daß der Hohlraum nicht vom Beton, sondern vom anstehenden Boden aufgefüllt wird. Hierdurch tritt eine unerwünschte Entspannung des Baugrunds ein und eine optimale Verzahnung des Pfahlbetons mit dem Boden ist nicht gewährleistet.

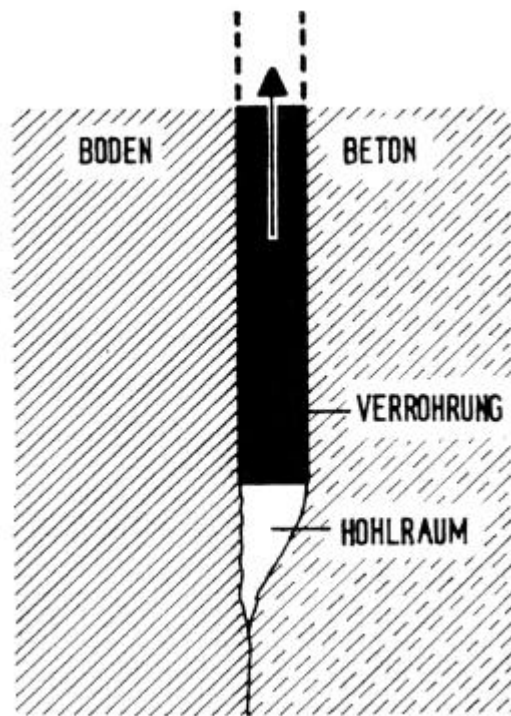


Bild 2.22: Kurzzeitiger Hohlraum unterhalb der Verrohrung während des Ziehens
[HARTUNG 1994]

In CUDMANI [1999] wird darauf hingewiesen, daß auch die Einbringungsart der Verrohrung einen Einfluß auf den Boden hat. Durch Modellversuche und numerische Simulationen konnte gezeigt werden, daß zyklische Drehbewegungen eines Bohrrohres im Sand eine mit zunehmender Entfernung von der Rohrwandung abnehmende Bodenverdichtung verursachen und dadurch Setzungsmulden an der Geländeoberfläche entstehen. Auch GOLLUB [1995] erklärt starke Setzungen in locker bis

mitteldicht gelagerten Sanden durch Erschütterungen beim Bohrvorgang, insbesondere durch das schockierende Einbringen der Verrohrung.

Bei der verrohrten Bohrpfahlherstellung entsteht durch den anstehenden Boden oft eine hohe Mantelreibung an der Rohrwandung, so daß große Kräfte für den Vorschub der Verrohrung aufgebracht werden müssen. Um die Vorschubkräfte möglichst gering zu halten, wird mit einem Schneidkranzüberstand am Ende der Verrohrung gearbeitet. Hierbei entsteht ein Ringraum, der bei bindigen Böden offen stehen bleiben kann und bei nicht bindigen Böden durch lockeres Bodenmaterial aufgefüllt wird. In beiden Fällen kann es zu Auflockerungen des umgebenden Bodens kommen [RODATZ, 1993].

2.4.2 Bodenauflockerungen beim Bohren unter dem Grundwasser

Die oben aufgeführten Punkte haben alle einen direkten oder indirekten Einfluß auf die Primärspannungen im anstehenden Baugrund und damit auf die Tragfähigkeit und die Qualität von Bohrpfählen.

Sicherlich ist sich die Fachwelt darüber einig, daß Bodenauflockerungen beim Bohren, insbesondere unter dem Grundwasserspiegel, selbst bei sorgfältigster Herstellung kaum zu vermeiden sind. Die Gründe hierfür sind zum einen die Änderung des Primärspannungszustandes entlang des Pfahlschafts und der Bohrlochsohle durch das Entfernen des in der Verrohrung befindlichen Bodens und zum anderem die Auflockerung durch eine in das Bohrloch gerichtete Wasserströmung.

Die Wasserströmung bewirkt ein Ausspülen von Sandpartikeln und Bodenumlagerungen. Verantwortlich für die Entstehung der Wasserströmungen ist ein relativer Wasserunterdruck in der Verrohrung. Liegt der Wasserspiegel im Bohrröhr nicht über dem Grundwasserspiegel, entsteht ein Druckgefälle, das zum Druckausgleich eine Wasserströmung in die Verrohrung verursacht. Je nach erzeugter Fließgeschwindigkeit können hierbei unterschiedliche Erscheinungsformen von hydraulisch bedingten Bodenumlagerungen entstehen.

- Kolmation:

Unter der Kolmation wird die Ablagerung von feinen Teilchen im Porenraum des Bodens bezeichnet. Verantwortlich für den Transport und die Ablagerung der Teilchen ist eine relativ schwache Grundwasserströmung.

- Innere Suffosion:

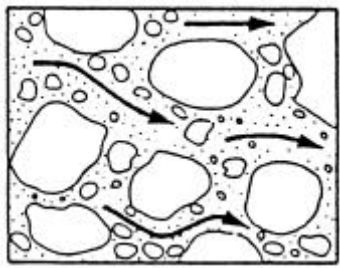


Bild 2.23: Innere Suffosion
[RICHTER 1989]

Unter der inneren Suffosion wird die Umlagerung und der Transport von Feinkorn im vorhandenen Porenraum eines nichtbindigen Bodens verstanden. Bei den Umlagerungsvorgängen bleibt die grobe Struktur des Bodens erhalten, die Festigkeit nimmt jedoch ab. Zusätzlich erhöht sich durch das Ausspülen des Feinkorns die Durchlässigkeit des Bodens.

- Innere Erosion:

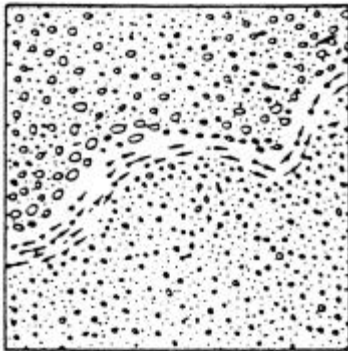


Bild 2.24: Innere Erosion
[RICHTER 1989]

Als innere Erosion wird die Umlagerung und der Transport fast aller Kornfraktionen eines nichtbindigen Bodens bezeichnet. Dabei bilden sich röhrenförmige Erosionshöhlräume, die zur Zerstörung und dem Zusammenbruch der Bodenstruktur führen.

- Hydraulischer Grundbruch:

Beim hydraulischen Grundbruch wirken die vom strömenden Wasser auf das Korngerüst des Bodens übertragenen Strömungskräfte entgegen dem Bodeneigengewicht. Werden die Strömungskräfte größer als das Eigengewicht des Bodens,

wird der Boden durch das strömende Wasser angehoben und es tritt ein hydraulischer Grundbruch ein. Im Fall der Bohrpfahlherstellung kommt es durch die aufwärts gerichtete Strömung zu starken Einspülungen von Bodenmaterial in das Bohrrrohr und zu Bodenauflockerungen außerhalb des Bohrrohrs. Die Gefahr des hydraulischen Grundbruchs ist somit nicht nur von der Fließgeschwindigkeit, sondern auch von der Bodenart und dessen Eigengewicht abhängig. Bei bindigen Böden, wo ein Herauslösen von einzelnen Kornfraktionen nicht möglich ist, muß zudem damit gerechnet werden, daß ganze Schichten durch den Strömungsdruck aufbrechen können.

In der Praxis der Bohrpfahlherstellung sind sicherlich die Erosion, Suffosion und Kolmation vorhanden, sie haben aber im Bauablauf nur eine untergeordnete Bedeutung, da die Vorgänge erst über einen längeren Zeitraum wirksam werden. Weitaus bedeutender und in seinen Folgen gravierender ist der hydraulische Grundbruch. Die Ursachen für den hydraulischen Grundbruch bei der konventionellen Bohrpfahlherstellung sind bekannt, aber dennoch können immer wieder Schäden infolge des hydraulischen Grundbruchs beobachtet werden.

2.4.2.1 Hydraulischer Grundbruch bei der Bohrpfahlherstellung

Für die weiteren Betrachtungen wird zunächst näher auf die Ursachen für das Entstehen von hydraulischen Grundbrüchen bei der Bohrpfahlherstellung eingegangen. Die Voraussetzung für einen hydraulischen Grundbruch ist eine in das Bohrrrohr gerichtete Grundwasserströmung, die dem Eigengewicht des Bodens im Bohrrrohr entgegenwirkt. Den größten Einfluß auf das Entstehen von hydraulischen Grundbrüchen haben somit die Parameter, die direkt auf die Druckverhältnisse an der Bohrlochsohle im Bohrrrohr wirken und damit die Strömungsrichtung des Grundwassers beeinflussen. Hierbei kann eine Unterteilung in geologische und verfahrenstechnische Parameter vorgenommen werden. Stellen sich die geologischen Parameter als gegeben und nur im geringen Maße beeinflussbar dar, werden die verfahrenstechnischen Parameter als veränderlich angesehen.

Zu den geologischen Parametern zählt u.a. die Grundwassersituation. Wird bei der Bohrpfahlherstellung ein gespannter Grundwasserspiegel angetroffen, so führt dieses unweigerlich zu einem Einstürmen von Wasser und Boden in das Bohrrrohr. Das Maß

der Bodeneinspülung ist hierbei abhängig von der Bodenart, deren Zusammensetzung und der Lagerungsdichte. So ist zum Beispiel bei lockeren Sanden mit einer runden Kornform (Fließsande) ein höheres Maß der Bodeneinspülung zu erwarten als bei kiesigen Bodenschichten mit einer eckigen Kornform.

Als problematisch bei der Bohrpfahlherstellung gilt auch das Antreffen von Sandlinsen, die von undurchlässigem Ton eingeschlossen sind (Bild 2.25). Hierbei kann sich trotz eines Wasserüberdrucks im Bohrrohr keine Sickerströmung zur Stützung der Bohrlochsohle aufbauen, so daß die Bohrlochsohle zur Instabilität neigt.

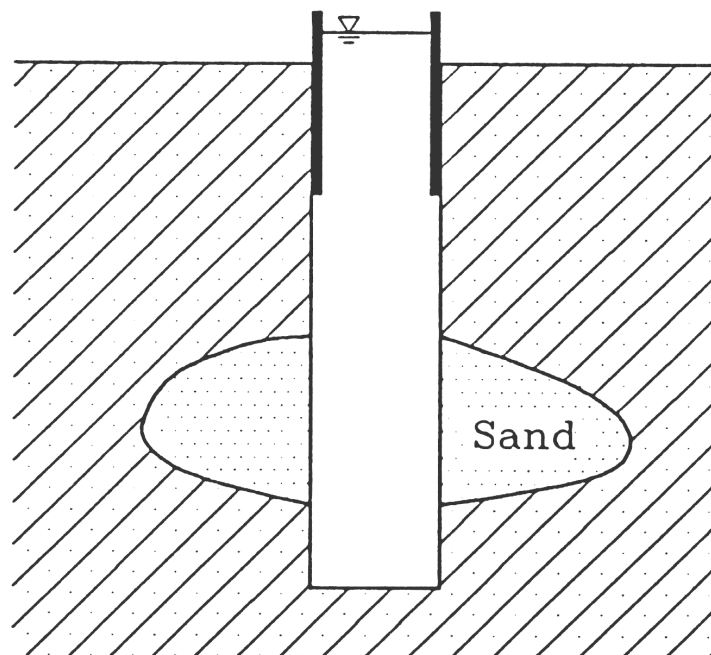


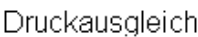
Bild 2.25: Die hydraulische Bohrlochsicherung ist bei geschlossenen Sandlinsen unwirksam [KOLYMBAS 1989]

Die verfahrenstechnischen Parameter, die einen direkten Einfluß auf die Druckverhältnisse an der Bohrlochsohle haben, sind neben dem relativen Wasserdruck in der Verrohrung und der Voreilung der Verrohrung im wesentlichen die Ziehgeschwindigkeit des Bohrwerkzeugs und die Durchflußfläche zwischen Bohrwerkzeug und Verrohrung.

Obwohl mit der Voreilung der Verrohrung und dem Wasserüberdruck im Bohrrohr Maßnahmen gegen den hydraulischen Grundbruch getroffen werden, zeigt die Praxis, daß diese Maßnahmen nicht immer ausreichend sind. Der Grund hierfür ist die durch die Bohrwerkzeuge erzeugte Sogwirkung auf die Bohrlochsohle. Sie tritt oft auf Grund von wirtschaftlichen Betrachtungen bei der Herstellung von Bohrpfählen in den Hintergrund. Dies liegt nicht daran, daß der Effekt nicht bekannt ist (das zeigten auch die durchgeführten Befragungen), sondern eher daran, daß die Größenordnung der Sogwirkung und die Folgen für den Baugrund wenig untersucht wurden und daher kaum qualitativ bestimmbar sind.

Lediglich bei offensichtlichen Schadensfällen wurden die Folgen des hydraulischen Grundbruchs infolge der Sogwirkung dokumentiert, was aber keinen Rückschluß auf die tatsächliche Größe der Sogwirkung bei der Pfahlherstellung zuläßt.

Die Sogwirkung entsteht durch das Abheben des Bohrwerkzeugs von der Bohrlochsohle. Hierbei wird durch die Bewegung des Bohrwerkzeugs an seiner Unterseite ein Unterdruck erzeugt. Auf Grund des Bestrebens nach Gleichgewicht setzt eine ausgleichende Strömung des Wassers in Richtung des Unterdruckes ein. Der Druckausgleich, d.h. das Nachströmen von Wasser an die Unterseite des Bohrwerkzeugs kann, wie in Bild 2.26 gezeigt, von oberhalb und unterhalb des Bohrwerkzeugs erfolgen. Zum einen strömt das Wasser von oben durch den Ringspalt zwischen Verrohrung und Bohrwerkzeug und zum anderen kann der Druckausgleich von unten erfolgen, indem das Grundwasser durch den Boden in den Raum unter dem Bohrwerkzeug einströmt. In der Regel wirken beide ausgleichenden Strömungen gleichzeitig.



Der Anteil der jeweiligen ausgleichenden Strömung am zu füllenden Volumen kann auf Grund der komplexen hydraulischen Vorgänge nur abgeschätzt werden. Eine wesentliche Rolle spielt hierbei die Durchlässigkeit des Bodens. Zur Verdeutlichung sollen hier zwei Böden mit unterschiedlichen Durchlässigkeiten betrachtet werden.

Besitzt ein Boden an der Bohrlochsohle einen angenommenen Durchlässigkeitsbeiwert von $k = 10^{-2}$ [m/s], (sehr stark durchlässiger Boden), kann das für den Druckausgleich benötigte Wasservolumen ohne große Strömungswiderstände aus dem Boden "gesaugt" werden. Der ausgleichende Anteil am Gesamtvolumen aus der von oben wirkenden Ausgleichströmung wird somit geringer. Der zweite angenommene Boden

besitzt einen Durchlässigkeitsbeiwert von $k = 10^{-8}$ [m/s] (sehr schwach durchlässig). In diesem Fall ist die Wasserströmung aus dem Boden zum Ausgleich des Vakuums sehr gering. Der Großteil des Druckausgleichs erfolgt in diesem Fall über den Ringspalt zwischen Verrohrung und Bohrwerkzeug. Wie schnell der Unterdruck ausgeglichen wird, hängt somit stark von dem Angebot des zuströmenden Wassers ab.

Das freiwerdende Volumen pro Zeiteinheit beim Ziehen eines Bohreimers in einer Verrohrung kann über folgende Gleichung abgeschätzt werden:

$$\Delta V = \frac{p \cdot d^2}{4} \cdot v \text{ [m}^3\text{/s]} \quad [2.3]$$

Darin sind:

d = Durchmesser des Bohreimers in [m]

v = Ziehgeschwindigkeit des Bohrwerkzeugs in [m/s]

In Bild 2.27 ist das freiwerdende Volumen in Liter pro Sekunde in Abhängigkeit vom Durchmesser und der Ziehgeschwindigkeit eines Bohreimers dargestellt. Ein Bohreimer mit einem Durchmesser von 0,80 m, der mit einer Zugeschwindigkeit von 1,0 m/s aus dem Bohrloch gefördert wird, erzeugt demnach ein Volumen von ca. 500 l/s, das vom nachströmenden Wasser gefüllt werden muß, um einen Druckausgleich zu erreichen.

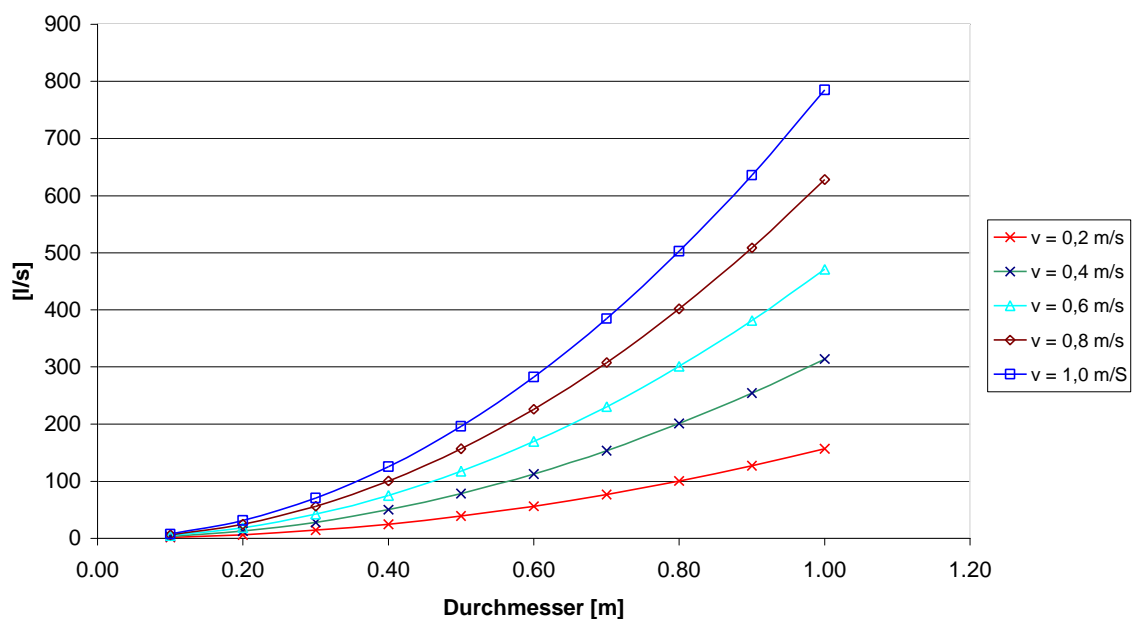


Bild 2.27: Freiwerdendes Volumen pro Zeiteinheit

Die für die Darstellung gewählten Ziehgeschwindigkeiten von 0,2 bis 1,0 m/s sind in der Praxis übliche Werte, wobei die Ziehgeschwindigkeit von 1,0 m/s durchaus übertroffen werden kann und somit nicht die Obergrenze darstellt.

Die Folgen des hydraulischen Grundbruchs für den Baugrund und den Pfahl sind erheblich und werden im nächsten Abschnitt aufgezeigt.

2.4.3 Schäden bei der Bohrpfahlherstellung

Die Pfahlherstellung ist eine komplexe Bauaufgabe und erfordert Kompetenz und Sorgfalt bei der Baugrunderkundung, der Bauplanung und der Pfahlherstellung. Treten Fehler bei der Herstellung auf, so führen diese auf Grund von bewußten und versteckten Sicherheiten nicht notwendigerweise zu Schäden am Bauwerk. Es liegt in der Natur der Sache, daß Pfähle in der Regel für das Auge des Betrachters nicht zugänglich sind und daher Pfahlschäden oft gar nicht erkannt werden. Untersuchungen im allgemeinen Tiefbau haben ergeben, daß die Ursachen für Schäden wie folgt eingeteilt werden können:

- 40 % Planungsfehler
- 40 % Ausführungsfehler
 - davon 33 % auf Grund fehlender Information und 67 % durch Sorglosigkeit
- 10 % Materialfehler
- 10 % sonstige Fehler

Die prozentuale Aufteilung zeigt, daß ein Großteil der Schäden durch Ausführungsfehler entstanden ist. Bei der Pfahlherstellung spielt der große Ermessensspielraum der Bohrmannschaft bei der Beurteilung von geologischen und hydrologischen Gegebenheiten eine große Rolle. WEINHOLD [1986] nennt darüber hinaus handwerkliche Inkompetenz, bloßen Irrtum oder ausgeprägte Sorglosigkeit als weitere Gründe für das Entstehen von Pfahlschäden.

Die Schadensereignisse lassen sich in innere und äußere Schäden unterteilen. Zu den inneren Schäden zählen die Schäden, die während der Herstellung an den Pfählen

selbst entstanden sind. Die äußeren Schäden zeichnen sich durch Schäden an umliegenden Bauwerken auf Grund der Pfahlherstellung, z.B. durch Bodenauflockerungen, Bodenentzug oder Erschütterungen, aus. Bodenauflockerungen während der konventionellen Bohrpfahlherstellung sind neben dem fehlerhaften Umgang mit Beton und Bewehrung eine wesentliche Ursache von Schäden am Pfahl und der Bebauung.

Die Konsequenz von Bodenauflockerungen ist eine verringerte Tragfähigkeit des Pfahls und damit eine eingeschränkte Funktionsfähigkeit als Gründungskörper. Beispielhaft wird dieses anhand Bild 2.28 veranschaulicht. Durch eine Bodenumlagerung in Form eines Sandeinbruchs am Pfahlfuß konnte der Pfahl nicht in seiner erforderlichen Länge betoniert werden, was dazu führen kann, daß der Pfahl auf Grund fehlender Mantelfläche beim Abtragen von Bauwerkslasten versagt. Hinzu kommt die Tatsache, daß sich durch den fehlenden Bodenwiderstand unter dem Pfahlfuß der Pfahlspitzenwiderstand nicht oder nur unter erheblichen Setzungen ausbildet. Der Pfahl erfährt bei Belastung demnach außerplanmäßige Setzungen, die zu Rissen an dem darauf gegründeten Gebäude führen.

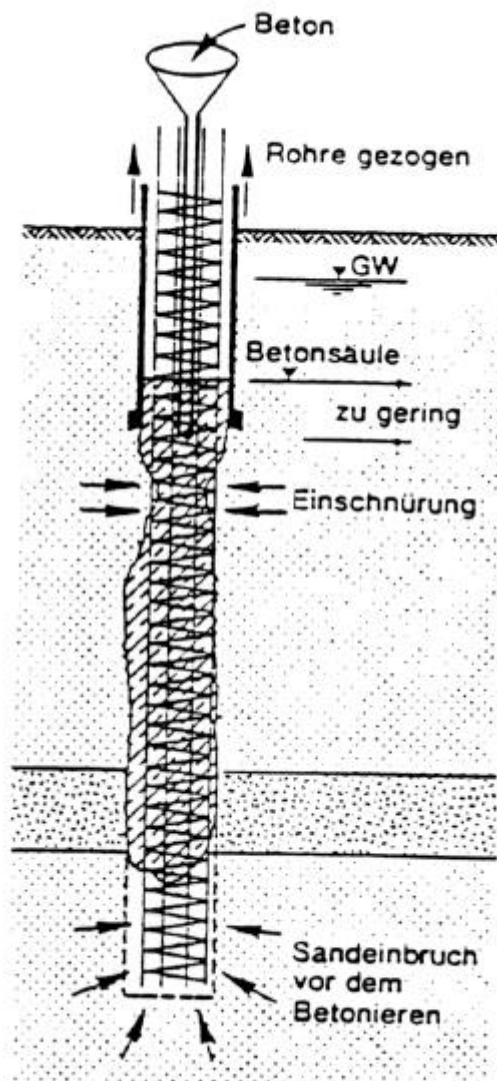


Bild 2.28: Betonieren im Kontraktorverfahren [ELLNER 1996]

Die häufigsten Fehlerquellen bei der Bohrpfahlherstellung lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Entstehung von Auflockerungen und Beschädigungen des Baugrunds beim Abteufen des Bohrlochs. Bodenauflockerungen treten hierbei besonders dann auf, wenn unter dem Grundwasserspiegel mit nicht ausreichendem Wasserüberdruck im Bohrrrohr gearbeitet wird. Dieser Fall kann auftreten, wenn der Wasserspiegel im Bohrrrohr unbeabsichtigt unter den Grundwasserspiegel absinkt oder durch den Einsatz von Bohrwerkzeugen die Stützwirkung der Wassersäule beeinträchtigt oder gar aufgehoben wird. Die Folge ist das Eintreten eines hydraulischen Grundbruchs.

Weitere Bodenauflockerungen entstehen, wenn der Zeitabstand zwischen dem Bohren und dem Betonieren zu groß ist und sich die Bohrlochsohle in Richtung des Hohlraums entspannen kann.

- Fehler bei der Synchronisation des Ziehvorgangs der Verrohrung und dem Betonieren.
- Brückenbildung im Bohr- oder Schüttrohr beim Betonieren im Kontraktorverfahren durch die Verwendung von zu steifem Beton.
- Fehlende Betonüberdeckung der Pfahlbewehrung durch falsche Abstimmung zwischen dem Größtkorn des Zuschlagstoffes und Abstand der Längsbewehrung.
- Kein Aushub des Bodens bis zur Unterkante des Bohrrohrs. Die Folge ist eine Auflockerung der Bohrlochsohle beim Ziehen der Verrohrung und damit fehlender Kraftschluß zwischen Boden und Pfahlspitze.
- Ungenügende Säuberung der Bohrlochsohle und damit fehlender Kraftschluß zwischen Boden und Pfahlspitze.

Zur Vermeidung der aufgezählten Fehler kann ein Qualitätssicherungssystem, das sowohl die technischen als auch die menschlichen Belange berücksichtigt, entscheidend beitragen [HARTUNG, 1993], [PUTNAM, 1998].

2.4.4 Qualitätssicherung bei der Bohrpfahlherstellung

Angesichts der unter 2.4.3 aufgeführten Fehlerquellen und Schadensbilder bei der Pfahlherstellung ergibt sich die Notwendigkeit einer Qualitätssicherung während des Herstellungsprozesses. Hinzu kommt der wirtschaftliche Aspekt, daß eine Überdimensionierung von Pfählen, durch die die Funktionsfähigkeit auch bei kleinen Qualitätsmängeln bisher garantiert wird, im scharfen internationalen Wettbewerb nicht mehr beibehalten werden kann. Unter diesen Gesichtspunkten setzte sich in den letzten

Jahren die Erkenntnis durch, daß Unternehmen mit einem ausgereiften Qualitätssicherungssystem einen Wettbewerbsvorteil erzielen können.

Grundsätzlich wird die Qualitätssicherung bei der Bohrpfahlherstellung über die entsprechenden DIN-Vorschriften geregelt. Hierbei spielt die Anfertigung von Bohrprotokollen eine große Rolle. Die relevanten Angaben zur Herstellung von Pfählen werden vom Bohrmeister dokumentiert, vom zuständigen Bauleiter kontrolliert und durch den Bauherrn bzw. seinen Vertreter zur Kontrolle gegengezeichnet. Die Bohrprotokolle sind als Mustervordrucke in der DIN 4014 enthalten und werden in der Regel von den ausführenden Unternehmen übernommen. In der Tabelle 2.2 sind die Angaben zur Herstellung aus dem Musterdruck der DIN 4014 zusammengefaßt.

Tabelle 2.2: Angaben zur Dokumentation der Bohrpfahlherstellung

	Angaben zur Herstellung		
Allgemein	- Auftragnehmer/geber - Bohrverfahren - Baustelle - Bauwerk		
Pfahldaten	- Durchmesser - Bohrwerkzeug - Neigung Pfahl - Bohrrohr - Bohren unter Wasserüberdruck Schneidkranz - Pfahltiefe - Schichtenfolge		
Bewehrung	- Bewehrungsdaten - Einbauzeit - Abweichungen		
Betonieren	- Betoneigenschaften - Einbringungsart - Nachweis des - Einbau im Trockenen - Unterbrechungen Betonverbrauchs(Soll / - Einbau im Wasser - Säuberung der Ist) Bohrlochsohle		
Ausführung	- Ausführungsdaten - Uhrzeit - Temperatur -Datum -Besonderheiten / Bemerkungen		

Bei einem durchgeführten Vergleich von einigen in der Praxis verwendeten Bohrprotokollen wird deutlich, daß die Protokolle im allgemeinen den Anforderungen der DIN entsprechen. Bei einigen geht die Dokumentation über das geforderte Maß hinaus. Auffällig ist hingegen, daß bei einem Großteil der untersuchten Bohrprotokolle die Angabe des Durchmesser der eingesetzten Bohrwerkzeuge nicht vorgesehen ist.

Neben der Dokumentation der Pfahlherstellung in Bohrprotokollen existieren in einigen Unternehmen Qualitätssicherungssysteme, die zusätzlich zu den DIN - Normen eingesetzt werden. Über die Inhalte dieser "Qualitätsmanagement- und Bohrpfahlhandbücher" kann nur sehr wenig berichtet werden, da es sich hierbei um unternehmensinterne Daten handelt, die nicht an Dritte weitergegeben werden.

Als Beispiel einer kurzen Checkliste aus einem "Bohrpfahlhandbuch" können folgende Punkte genannt werden:

1. Geprüfte Pläne müssen vorliegen
2. Richtiges Einmessen der Pfähle
3. Wahl der Baustoffe
4. Einhalten der Durchmesser
5. Einhalten der Vorgaben aus der DIN 4014 und 1054
6. Einhalten des notwendigen Wasserüberdrucks
7. Für ungestörte Verbindung zwischen Beton und Bohrlochsohle sorgen
8. Abstimmung der Betoneigenschaften auf die Betonierzeit
9. Einhalten der Voreilung
10. Nachträgliche Qualitätskontrolle

Diese Checkliste erhebt nicht den Anspruch auf Vollständigkeit, sondern soll vielmehr zeigen, auf welche Punkte bei der Bohrpfahlherstellung zusätzlich und über die DIN-Vorschriften hinausgehend geachtet werden sollte.

Die Praxis zeigt, daß die Maßnahmen der Unternehmen zur Qualitätssicherung noch nicht völlig ausgereift sind. Ausführende Unternehmen müssen zwischen der Arbeitsgeschwindigkeit und den hohen Qualitätsansprüchen des Bauherrn abwägen. Der

Leistungsdruck in Form von einzuhaltenden Terminen kann dazu führen, daß eine den Qualitätsansprüchen nicht angemessene Arbeitsgeschwindigkeit gewählt wird. Die Folge einer zu hohen Arbeitsgeschwindigkeit sind Qualitätseinbußen bis hin zu Schäden, die kostenintensiv nachgearbeitet werden müssen. Eine unangemessene Arbeitsgeschwindigkeit führt laut Aussagen von Ingenieurbüros immer wieder zu Schadensfällen, insbesondere bei der verrohrten Herstellung von Bohrpfählen bei anstehendem Grundwasser.

Die Ziehgeschwindigkeit der Bohrwerkzeuge und der Verrohrung beeinflußt insbesondere bei kleiner Durchflußfläche zwischen Bohrwerkzeug und Bohrrrohr maßgebend die Entstehung von Bodenauflockerungen bei der Bohrpfahlherstellung. Obwohl die Auswirkungen einer zu hohen Ziehgeschwindigkeit von Bohrwerkzeugen bekannt sind, existiert diesbezüglich keine Kontrolle, Dokumentation und Auswertung der Ziehgeschwindigkeit während der Bohrpfahlherstellung. Sie wird derzeit oft vom Geräteführer nach Augenmaß kontrolliert, was die Subjektivität bei der Beurteilung dieser Einflußgröße verdeutlicht.

Die Arbeitsgeschwindigkeit spielt auch bei der Einhaltung des Wasserüberdrucks eine Rolle. Steht das Grundwasser direkt unterhalb der Bohrebene an, kann ein Wasserüberdruck nur durch das Verlängern der Verrohrung über die Geländeoberkante hinaus gewährleistet werden, was zusätzlichen Mehraufwand bedeutet und für den Bauablauf hinderlich ist.

Beim Ziehvorgang des Bohrwerkzeuges behält nach Auskünften von ausführenden Unternehmen der Geräteführer oder ein zweiter Mann die Höhe des Wasserspiegels innerhalb der Verrohrung im Auge, um gegebenenfalls den abgesunkenen Wasserspiegel im Bohrrrohr durch Zugabe von Wasser wieder zu erhöhen. Die Überprüfung der Wasserauflast erfolgt durch Augenmaß und Ablotungen. Somit unterliegt die Einhaltung des Wasserüberdrucks ähnlich wie die Ziehgeschwindigkeit dem Ermessen der Bohrmannschaft, was die entsprechende Unterrichtung über die Zusammenhänge und Erfahrung der Bohrmannschaft voraussetzt. Fachwissen und Erfahrung werden von den Unternehmen versichert, aber Fehler bei der Herstellung müssen nicht durch Unwissenheit entstehen, sondern können auch durch Sorglosigkeit und Gleichgültigkeit ausgelöst werden. Solche "Flüchtigkeitsfehler" sind derzeit

aufgrund mangelnder Überprüfungsmöglichkeiten noch nicht vermeidbar. Die Dokumentation der Herstelldaten durch das Bohrprotokoll dient lediglich als Nachweis für eine fachgerechte Ausführung der Arbeiten.

Über den Vergleich des Soll- und Ist-Verbrauch des Betons können durch die Herstellung entstandene Auflockerungen oder Hohlräume zwar nachträglich erkannt werden, aber ein Kontrollsystem zur Vermeidung der Herstellungsfehler im Vorfeld existiert noch nicht.

Die Qualitätssicherung während der Pfahlherstellung weist in diesen Punkten noch Schwachstellen auf. Die Beseitigung dieser Punkte führt zu einer Verbesserung der Zuverlässigkeit der Bohrpfahlherstellung im Grundwasser.

2.5 Stand der Technik bei der konventionellen Bohrpfahlherstellung

Im folgenden wird auf den aktuellen Stand der Technik bei der Bohrpfahlherstellung eingegangen. Im wesentlichen wird die Entwicklung der Bohrpfahltechnik durch die konsequente, leistungsorientierte Weiterentwicklung der Bohrgeräte und Bohrwerkzeuge geprägt. Die Bohrgeräte haben prinzipiell die Aufgabe, die eingesetzten Bohrwerkzeuge zu führen, und mit ihnen den Boden zu fördern. Mit dem Bohrwerkzeug wird das effektive Lösen des anstehenden Bodens erreicht.

2.5.1 Bohrgeräte

In den Anfängen (ca. 1910) der Bohrpfahlherstellung bestand das Bohrgerät aus einem Dreibein, wie es aus dem Brunnenbau üblich war. Damit konnten Kiespumpen, Meißel oder andere Bohrwerkzeuge mit einer Winde bewegt und somit der nötige Hohlraum für den späteren Pfahl geschaffen werden. Das Dreibein wurde bis weit in die 50er Jahren eingesetzt. Als Ergänzung wurden Verrohrungsmaschinen entwickelt, welche die Handhabung der teils notwendigen Verrohrung wesentlich vereinfachten. Mit ihrer Hilfe konnten schon Anfang der 50er Jahre Pfahldurchmesser von bis zu 0,9 m erreicht werden. Mit der Verbreitung von Seilbaggern wurden die Dreibeine schnell verdrängt. Zu groß war der Nachteil in bezug auf die Handlichkeit und Beweglichkeit.

Eine Steigerung der Bohrleistungen gegenüber der Greifertechnik mit Seilbaggern brachte die Entwicklung des Trockenbohrverfahrens, das in Amerika ebenfalls in den 50er Jahren entwickelt wurde. Hierbei wurden Drehantriebe aus dem Bereich der Erdölbohrungen auf bewegliche Trägersysteme, meist Anhänger oder Lastkraftwagen, montiert. Mit Hilfe des Drehantriebs wird eine teleskopierbare Bohrstange angetrieben, an der am unterem Ende ein Grabkübel angebracht ist. Zum Fördern des Bodens konnte die Bohrstange samt Kübel aus dem Bohrloch herausgezogen werden und mit einer Schwenkvorrichtung zum Entleeren seitlich vom Bohrloch weggezogen werden.

Ende der 60er wurde von den deutschen Geräteherstellern Wirth und Salzgitter ein beweglicher, am Mast geführter Drehantrieb konzipiert. Neben der verbesserten Beweglichkeit konnte der Drehantrieb auch für das Einbringen der Bohrrohre genutzt werden. Damit entfiel der Einsatz einer zusätzlichen Verrohrungsmaschine. Als Trägersystem wurde ein handelsüblicher Hydraulikbagger mit einer Motorleistung von 120 kW eingesetzt. Zum Bohren und Verrohren stand ein Drehmoment von 50 kNm zur Verfügung. Das Einsatzgewicht betrug ca. 50 Tonnen [Stötzer, 1993].

In den folgenden Jahren wurde die Idee des beweglichen Mastes mit Drehantrieb kontinuierlich weiterentwickelt und den wirtschaftlichen Forderungen nach effektiven und kostengünstigen Bohrleistungen angepaßt. Durch die erfolgreiche Weiterentwicklung der Drehbohrgeräte wurde die Bohrpfahlherstellung mittels Seilbaggern zurückgedrängt. Sie wird in der Regel nur noch für große Tiefen und unter beengten Platzverhältnissen, z.B. unter Brücken mit niedriger Durchfahrtshöhe, eingesetzt.

Heute steht ein breites Spektrum von Drehbohrgeräten zur Verfügung mit dem sowohl Bauvorhaben mit kleinen Pfahldurchmessern und Stückzahlen, als auch groß dimensionierte Pfahlgründungen wirtschaftlich durchgeführt werden können. In den letzten Jahren ist deutlich ein Trend zu immer leistungstärkeren Drehbohranlagen zu erkennen. Hierbei ist das erzeugte Drehmoment ein entscheidendes Leistungsmerkmal. In Bild 2.29 sind Angaben von führenden Geräteherstellern bezüglich des Drehmoments und des Einsatzgewichtes dargestellt. Den Höchstwert, sowohl im maximalen Drehmoment (415 kNm) als auch im Einsatzgewicht (165 to) markiert

hierbei das Drehbohrgerät BG42, das von der Bauer Spezialtiefbau GmbH hergestellt wird.

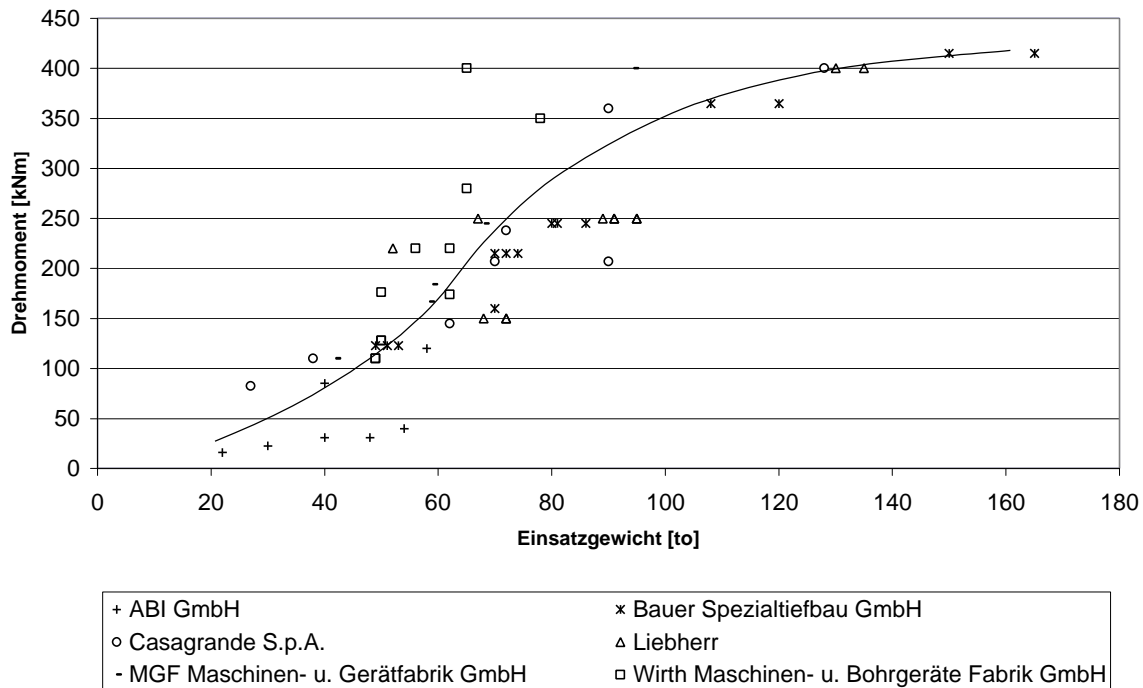


Bild 2.29. Drehmoment in Abhängigkeit vom Einsatzgewicht

Im Zeitalter der Automatisierung hält auch im Spezialtiefbau der Computer seinen Einzug. So gehört es heute zum Stand der Technik, daß neben Hydraulikdrücken und Motordrehzahlen auch wichtige Bohrparameter gemessen werden. Zu ihnen gehören u.a. die Neigung des Mastes, die Kraft am Zugseil und die Bohrtiefe. Dennoch hat der Geräteführer im Spezialtiefbau ein Problem: "*Den interessanten Teil des Gerätes sieht man nicht.*" aus [Bauer, 1999]. Aus diesem Grund werden heute elektronische Visualisierungssysteme in Spezialtiefbaumaschinen eingesetzt. Sie sollen den Geräteführer in seiner Arbeit unterstützen und eine optimale Steuerung im Hinblick auf Effizienz und Verschleiß der Werkzeuge gewährleisten. Zu diesem Zweck wurde z.B. von der Bauer Spezialtiefbau GmbH die B-Tronic-Produktfamilie entwickelt. Sie dient nicht nur zur Visualisierung von Arbeitsvorgängen, sondern auch zur Dokumentation des Herstellungsprozesses. Sie kann somit auch als Qualitätsnachweis im Sinne der Qualitätssicherung eingesetzt werden.

2.5.2 Bohrwerkzeuge

Während bei den Bohrgeräten eine sichtbare, technische Entwicklung stattgefunden hat, sind die Bohrwerkzeuge in ihrer Grundform unverändert geblieben. Die auffälligsten Veränderungen wurden im Bereich der Seilgreifer durchgeführt. Hier wurden durch veränderte Greiferschalenanordnungen und hydraulisch angetriebene Schließmechaniken verbesserte Förderleistungen ermöglicht. Bei den Bohreimern und Bohrschnecken beschränkte sich die Optimierung auf den Einsatz von verschleißarmen Materialien, besonders bei den Reißzähnen an der Unterseite der Bohrwerkzeuge. Dennoch wurde auch hier durch ein verbessertes Verständnis der Vorgänge beim drehenden Bohren Fortschritte im Hinblick auf optimale Bohrleistungen erzielt [KÜHN, 1990].

Um einen Überblick der derzeit zur Verfügung stehenden Bohreimer und Seilgreifer zu erhalten, wurden umfangreiche Herstellerdaten gesichtet und ausgewertet, wobei im folgenden die Maßangaben der Unternehmen Bauer Spezialtiefbau GmbH und Stahl- und Apparatebau Hans Leffer GmbH betrachtet werden.

Neben den Abmessungen der verschiedenen Bohreimer und Seilgreifer geben die Hersteller auch die dazugehörigen Bohrrohrdurchmesser an. Aus diesen Daten konnten für verschiedenen Bohrrohrtypen jeweils die dazugehörigen Durchmesserhältnisse ermittelt werden. Das Ergebnis der Berechnung ist ein nicht konstantes Durchmesser Verhältnis im Bereich von 90 - 99 %. In Bild 2.30 und 2.31 sind die Durchmesserhältnisse dargestellt. Mit D_s wird hierbei der Durchmesser des Bohrwerkzeuges bezeichnet, D_b entspricht dem Bohrrohrinnendurchmesser. Alle Durchmesser Verhältnisse sind größer als der Anhaltswert für die Begrenzung des Durchmesser Verhältnisses wie in dem Erläuterungsabschnitt der DIN 4014 Teil 2 (1977) angegeben. Auf die Begrenzung der Durchmesser Verhältnisse wird im Kapitel 3 näher eingegangen.

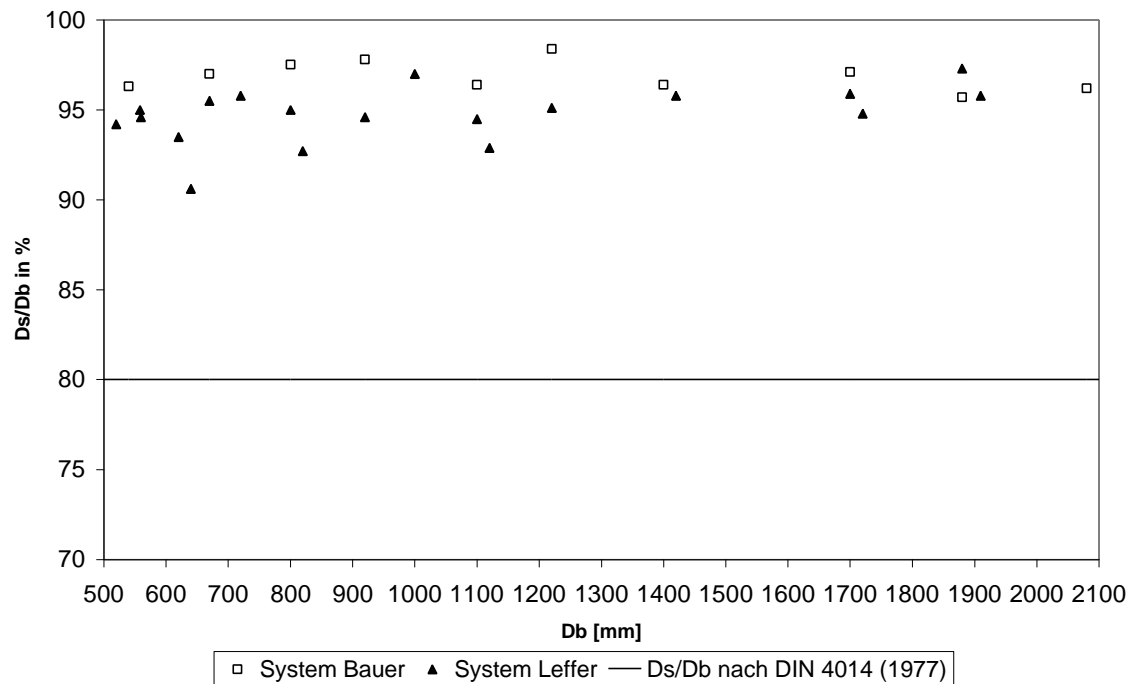


Bild 2.30: Durchmessererverhältnisse Bohrer zu Bohrröhr

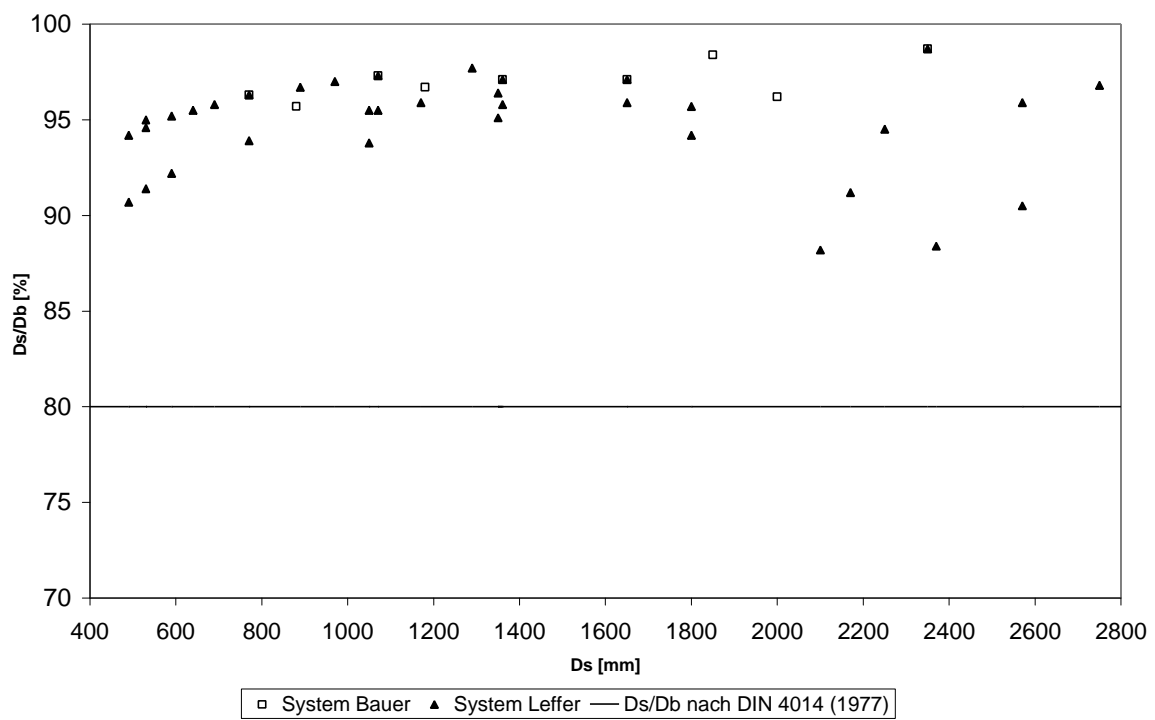


Bild 2.31: Durchmessererverhältnisse Greifersysteme zu Bohrröhr

Die starken Schwankungen der Durchmesser-Verhältnisse werfen neue Fragen auf, denn durch die sehr unterschiedlichen Durchmesser-Verhältnisse der Bohrgeräte verstärkt sich auch die Gefahr der Kolbenwirkung und die Höhe der entstehenden relativen Wasserunterdrücke beim Ziehen der Bohrwerkzeuge. Vom Durchmesser-Verhältnis kann jedoch nicht unmittelbar auf die Durchflußfläche geschlossen werden, da bei den Bohreimern die Nachsaugfläche nicht berücksichtigt wird. Durch die Verwendung des keilförmigen Nachsaugrohres steigt die Nachsaugfläche mit zunehmendem Durchmesser des Bohreimers an. Ob es sich dabei um einen proportionalen Anstieg zum Bohreimerdurchmesser handelt, konnte im Gespräch mit den Herstellern nicht eindeutig geklärt werden. Da das Nachsaugrohr auch nach konstruktiven Gesichtspunkten in den Bohreimer eingepaßt wird, muß davon ausgegangen werden, daß das Verhältnis von Bohreimergrundfläche zu Nachsaugrohrfläche nicht durchgehend konstant ist. Um eine konstante Durchflußfläche zu gewährleisten, muß die Größe des Nachsaugrohrs dem jeweiligen Durchmesser-Verhältnis angepaßt werden. Dieses wird in der Praxis bislang nicht durchgeführt. Insgesamt erteilten die Hersteller nur wenig Auskünfte in Bezug auf die Gestaltung des Nachsaugrohres und behandelten die Abmessungen als unternehmensinterne Erfahrungswerte. Dennoch können nach Angaben der Unternehmen Nachsaugflächen von ca. 8 - 9 % der Bohreimergrundfläche angenommen werden.

3 Entwicklung in der Bohrpfahlnormung

3.1 Vorgehen

Im folgenden steht die Untersuchung von Bohrpfahlnormen bezüglich der Angaben zu herstellungsbedingten Einflüssen auf die Pfahltragfähigkeit und Pfahlschäden im Vordergrund. Hierzu wird die Entwicklung der deutschen Bohrpfahlnorm, DIN 4014, hinsichtlich herstellungsregelnder Angaben beschrieben. Insbesondere werden dabei die DIN 4014 Teil 2 (1977) und die derzeit gültige DIN 4014 (1990) verglichen und eine Bewertung der Entwicklung vorgenommen.

Anschließend werden einige nationale Normen europäischer Länder im Hinblick auf die herstellungsbedingten Einflüsse untersucht sowie die betreffenden Tendenzen in der Europäischen Bohrpfahlnormung (EN 1536) beschrieben und bewertet.

Es werden nur die Einflüsse infolge der konventionellen verrohrten Bohrpfahlherstellung auf die äußere Tragfähigkeit berücksichtigt. Im Mittelpunkt der Betrachtung stehen die in den Normen getroffenen Aussagen zur Verrohrung und zu Bohrarbeiten, die sich auf den Kraftschluß zwischen Pfahl und Boden maßgebend auswirken.

3.2 Bohrpfahlnormung in Deutschland

Als sich Anfang der 50er Jahre der Einsatz von Bohrpfählen in Deutschland verbreitete, wurde die Bemessung von Bohrpfählen über die DIN 1054 "Zulässige Belastung des Baugrundes" geregelt. Durch die bis dahin gewonnenen Erfahrungen mit der Herstellung von Bohrpfählen wurde die Notwendigkeit deutlich, eine eigenständige Normung zu erarbeiten. Das Ergebnis der Bemühungen war eine Einzelpfahlnormung, die 1960 erstmalig die Bohrpfahlherstellung durch die DIN 4014 regelte. Im Jahr 1969 änderte sich die Pfahlnormung dahingehend, daß die allgemeinen Bestimmungen für den Entwurf und die Bemessungen von Pfahlgründungen sowie Probelastungen in der DIN 1054 von 1969 zu finden waren, während die DIN 4014 (1969) alle Angaben zur Herstellung und Belastung von Einzelpfählen enthielt.

Im August 1975 wurde eine überarbeitete Fassung der DIN 4014 veröffentlicht. Der Hauptgrund dafür waren die technischen Entwicklungen bei der Bohrpfahlherstellung und der stark anwachsende Marktanteil dieser Pfahlart sowie die hohen Kosten für Probelastungen bei Bauobjekten mit geringer Pfahlstückzahl.

Immer wieder auftretende Probleme bei der Bohrpfahlherstellung führten im Laufe der Zeit zur Ausarbeitung einer Vornorm, die im Dezember 1977 als Teil 2 der ursprünglichen Norm von 1975 mit dem Zusatz Teil 1 versehen, Gültigkeit bekam. Nach 1975 bestand die wesentliche Aufgabe für den Normungsausschuß "Pfähle" darin, die Überlappungsschwierigkeiten der Teile 1 und 2 zu harmonisieren. Das Ergebnis dieser Normungsarbeit war die Zusammenfassung der Teilnormen von 1977 zu einer einheitlichen Bohrpfahlnorm, die bis heute Gültigkeit besitzt. Tabelle 3.1 zeigt den zeitlichen Verlauf der Bohrpfahlnormung in Deutschland

Tabelle 3.1 Zeitlicher Ablauf der Bohrpfahlnormung in Deutschland

Vor 1960	Regelung über die 1054; Zulässige Belastung des Baugrundes
Einzelpfahlnormung DIN 4014 (Dez.1960)	Aufgrund von Mißerfolgen bei der Pfahlherstellung war der Bedarf für eine "Bohrpfahlnorm" entstanden
DIN 4014 (Nov. 1969)	Allgemeine Regeln für den Entwurf und die Bemessungen von Pfahlgründungen und Probelastungen waren in der DIN 1054 zu finden. Spezielle Angaben zur Herstellung und Belastung von Einzelpfählen waren in der DIN 4014 festgelegt
1975 überarbeitete Fassung DIN 4014	Berücksichtigung technischer Entwicklungen
1977 Einarbeitung spezifischer Probleme	Teil 1 (Aug. 1975) und Teil 2 (Dez. 1977)
Zusammenfassung der Teilnormen von 1977; DIN 4014 (März 1990)	Aktuelle Bohrpfahlnorm; Teilweise ersetzt durch die Euronorm EN 1536

3.3 Entwicklung des Normentextes bezüglich herstellungsbedingter Einflüsse

Mit der Veröffentlichung der DIN 4014 im Dezember 1960 wurden erstmals im Rahmen einer Normung Angaben zur fachgerechten Ausführung von Bohrpfählen gemacht. Im

weiteren Verlauf der Normungsarbeit unterlag die DIN 4014 einem ständigen Prozeß von Veränderungen. Im folgenden wird die Entwicklung der DIN 4014 bezüglich ihrer Angaben über herstellungsbedingte Einflüsse auf die äußere Pfahltragfähigkeit verfolgt.

Wesentliche Ansatzpunkte bezüglich der Pfahlherstellung und der Vermeidung von Tragfähigkeitsverlusten sind im einzelnen folgende Punkte:

- Wahl und Einsatz des Bohrwerkzeuges
- Ziehgeschwindigkeit der Bohrwerkzeuge (Kolbenwirkung)
- Wasserauflast zur Stabilisierung der Bohrlochsohle
- Voreilung der Verrohrung
- Säubern der Bohrlochsohle vor dem Betonieren
- Ziehen der Verrohrung

3.3.1 Wahl und Einsatz des Bohrwerkzeuges

In der DIN 4014 (1960) sind Aussagen zu Bohrwerkzeugen sehr allgemein gehalten. Ihre Auswahl und Anwendung soll weitestgehend Bodenauflockerungen vermeiden. In den darauf folgenden Änderungen des Normentextes (1969 und 1975) sind keine abweichenden Angaben zu verzeichnen.

Sowohl in der DIN 4014 (1977) als auch in der Fassung der DIN von 1990 beginnt der Abschnitt 6.2 "Bohrarbeiten" mit dem Unterkapitel 6.2.1 "Bohrwerkzeuge", das im Gegensatz zu den älteren Normen die Auswahl des geeigneten Bohrwerkzeugs nach dem Gesichtspunkt vorschreibt, Bodenauflockerungen über den Pfahldurchmesser und den Pfahlfuß hinaus zu vermeiden. Dabei ist die Art des Bohrwerkzeugs den Boden- und Grundwasserverhältnissen anzupassen. Weiterhin sind Geräte mit einem schnellen Bohrfortschritt zu bevorzugen, um den Zeitraum zwischen Bohren und Betonieren möglichst klein zu halten, da Bodenauflockerungen zeitlich verzögert auftreten können. Diese Aussage ist als problematisch einzuschätzen, da Auflockerungen auch durch einen raschen Bohrfortschritt, insbesondere durch das schnelle Ziehen des Bohrwerkzeugs verursacht werden können.

Lediglich in den Erläuterungen zu der DIN 4014 von 1977 war die Begrenzung des Bohrwerkzeugdurchmessers auf 80 % des Bohrungsquerschnittes sowie eine Begrenzung der Hubgeschwindigkeit auf 0,75 m/s zu finden. In der Fassung von 1990 wurden diese Begrenzungen nicht mehr aufgenommen. Seitdem gilt allgemein, daß bei der Anwendung von Bohrwerkzeugen der Boden so wenig wie möglich aufgelockert werden soll. Somit bleibt es den ausführenden Unternehmen überlassen, die gegenläufigen Forderungen der DIN 4014 nach schnellem Bohrfortschritt und der Vermeidung von Bodenauflockerungen zu erfüllen.

3.3.2 Ziehgeschwindigkeit der Bohrwerkzeuge (Kolbenwirkung)

Maßgebend für das Entstehen von Wasserunterdrücken bei der Bohrpfahlherstellung ist das Durchmesser Verhältnis von Bohrrohr zu Bohrwerkzeug sowie die Ziehgeschwindigkeit, mit der die Bohrwerkzeuge in der Verrohrung bewegt werden. Die Kolbenwirkung beim Ziehen der Bohrwerkzeuge wird in der DIN 4014 von 1977 und 1990 unterschiedlich intensiv thematisiert. Die grundsätzliche Aussage, daß die Kolbenwirkung beim Bohren mit einem Flüssigkeitsüberdruck diesen nicht beeinträchtigen darf, erscheint in beiden Fassungen der Norm. In der DIN 4014 (1977) wird dieser Grundsatz noch durch eine umfangreiche Erläuterung ergänzt und auf die Gefahr der Kolbenwirkung bei feinkörnigen, kohäsionslosen Böden hingewiesen. In der Erläuterung findet sich auch eine konkrete Forderung nach einer Beschränkung des Bohrwerkzeugdurchmessers auf nicht mehr als 80 % des Bohrungsquerschnittes. Bei Bohrwerkzeugen, die nach dem Prinzip des Ansaugens arbeiten (Sand- und Kiespumpen), wird sogar von der Überschreitung des Durchmesser Verhältnis von 50 % abgeraten.

Der Erläuterungsabschnitt geht zudem auch auf die Ziehgeschwindigkeit von Bohrwerkzeugen als Faktor für die Entstehung einer Kolbenwirkung ein. Insbesondere wird die Beschleunigung beim Abheben des Bohrwerkzeugs angesprochen. Ein konkreter Grenzwert für die Ziehgeschwindigkeit wird allerdings nicht formuliert. Die Größe der Beschleunigung wird nur durch die qualitative Aussage beschränkt, die Wahl des Durchmesser Verhältnisses und der Beschleunigung im Hinblick auf die Vermeidung von Bodenauflockerungen über das Bohrloch hinaus zu treffen.

3.3.3 Wasserauflast zur Stabilisierung der Bohrlochsohle

In der DIN 4014 aus dem Jahre 1960 wurden erstmals Angaben bezüglich der Wasserauflast zur Stabilisierung der Bohrlochsohle getroffen. Unter Abschnitt 4 "Bohrarbeiten" wird für das "Bohren unter dem Grundwasserspiegel" eine Höhe der Wassersäule im Bohrrohr von mindestens 1 m (für Feinsand und Schluff) über dem Grundwasserspiegel gefordert. Diese Angabe bezieht sich auf den Wasserstand bei herausgezogenem Bohrwerkzeug, also ohne das durch das Bohrwerkzeug verdrängte Wasservolumen.

Im Unterschied zu den älteren DIN-Normen aus den Jahren 1960, 1969 und 1975, wird in der Fassung von 1977 und 1990 auf eine explizite Angabe einer mindestens einzuhaltenden Wasserauflast verzichtet. Trotz der ähnlichen Formulierungen in den Normtexten von 1977 und 1990 wird in der Fassung von 1990 deutlicher auf das Thema eingegangen. In der DIN 4014 (1977) wird nur eine ständige Aufrechterhaltung eines Wasserüberdruckes gefordert, falls ein hydraulischer Grundbruch an der Bohrlochsohle oder ein Sohleintrieb nicht völlig auszuschließen ist. In der DIN 4014 (1990) wird hingegen die ständige Aufrechterhaltung einer Wasserauflast als Maßnahme zur Vermeidung eines hydraulischen Grundbruchs gefordert. Zusätzlich ist gegenüber der Norm von 1977 jeder Bodeneintrag durch zusickerndes Grundwasser auszuschließen.

3.3.4 Voreilung der Verrohrung

Bezüglich der Voreilung sind 1960 nur unzulängliche Angaben getroffen wurden. Prinzipiell sollte das Voreilmaß auf die jeweilige Bodensituation angepaßt werden. Für feinkörnige, nichtbindige Böden wurde ein Voreilmaß von 30 - 50 cm empfohlen. Erst die Fassungen aus dem Jahre 1977 und 1990 beinhalteten die Forderung, speziell bei Feinsand und Schluff unter dem Grundwasserspiegel, das Voreilmaß bis zu einem halben Rohrdurchmesser einzuhalten. In Abschnitt 6.2.2 "Verrohrtes Bohren" wird bei Gefahr eines Sohleintrags die Vergrößerung des Voreilmaßes oder des Flüssigkeitsüberdrucks gefordert. Für den Fall, daß eine Vergrößerung der Voreilung aufgrund der Bodenverhältnisse nicht möglich ist, schreiben die DIN 1977 und 1990 die Verwendung von Aufsatzrohren über Gelände zur Erhöhung des Flüssigkeitsüberdruckes vor. Bei festen, bindigen Böden wird eine Voreilung nicht verbindlich

festgelegt, jedoch wird eine seitliche Unterschneidung der Verrohrung durch das Bohrwerkzeug untersagt.

3.3.5 Säubern der Bohrlochsohle vor dem Betonieren

Eine ungenügende Säuberung der Bohrlochsohle kann zu einem mangelhaften Kraftschluß zwischen Boden und Pfahlspitze führen und dadurch das Tragverhalten des Pfahles negativ beeinflussen. In den DIN von 1977 und 1990 wird daher das Säubern der Bohrlochsohle beim Erreichen der Solltiefe gefordert. Das Betonieren soll unmittelbar danach erfolgen. Die Begründungen für die Forderungen wird in der DIN von 1990 im Gegensatz zur DIN von 1977 nicht im Haupttext, sondern in der Anmerkung 1 gesondert angegeben. Aufgrund der fehlenden Voreilung beim Säubern der Bohrlochsohle wird in der DIN 4014 (1977) die Gefahr der Bodenauflockerung am größten gesehen, was in der Fassung von 1990 nicht in der selben Deutlichkeit zum Ausdruck kommt.

In der DIN 4014 (1990) wird im Zusammenhang mit der Auflockerung der Bohrlochsohle gefordert, daß Bohr- und Betonierarbeiten am selben Tag ausgeführt werden sollen. Kann eine Bohrung nicht am gleichen Tag fertiggestellt werden, so soll eine Bohrlänge entsprechend dem zweifachen Pfahldurchmesser, wenigsten aber 1,5 m, für den nächsten Tag in der Verrohrung verbleiben und direkt vor dem Betonieren erbohrt werden. Durch ein wiederholtes Abloten soll der unaufgelockerte Zustand der Bohrlochsohle überprüft werden.

3.3.6 Ziehen der Verrohrung

In der DIN 4014 (1960) wird im Abschnitt "Ziehen der Bohrröhre" die Synchronisation von Ziehvorgang und Betonzufuhr behandelt. Hierbei werden mögliche Schäden in Form des Abreißens der Betonsäule und Einschnürungen angesprochen. Um derartige Schäden zu vermeiden, wird ein Überdruck der Frischbetonsäule von mindestens 1 m über dem Grundwasser gefordert. In der DIN 4014 (1977 und 1990) wird auf eine konkrete Angabe für die Höhe der Frischbetonsäule verzichtet. An ihrer Stelle tritt eine allgemeine Forderung nach der Gewährleistung eines ausreichenden Betonüberdrucks

im Bohrrohr. Eine Forderung nach langsamen und gleichmäßigen Ziehen der Verrohrung ist in den DIN-Fassungen von 1977 und 1990 nicht zu finden.

3.4 Bewertung der aufgezeigten Entwicklung

Bereits 1969 wurde in Deutschland mit der DIN 4014 (1969) ein Regelwerk für die fachgerechte Ausführung von Bohrpfählen veröffentlicht. Die im Jahre 1977 folgende Vornorm DIN 4014 Teil 2 beinhaltete eine weitere Entwicklung und unterschied sich in Inhalt und Gliederung stark von den zuvor herausgegebenen DIN (1960, 1969 und 1975). Als problematisch erwiesen sich eine im Teil 1 und Teil 2 unterschiedliche Festlegung der im Gebrauchszustand zulässigen Setzungen und die Definitionen der Grenzlast. Mit der Harmonisierung und Zusammenfassung der zwei Normenteile entstand 1990 eine einheitliche Bohrpfahlnorm. In dieser Norm werden nicht nur Regeln festgesetzt, sondern auch in ihrer Notwendigkeit begründet und auf mögliche Probleme bei der Pfahlherstellung hingewiesen. Dadurch ergibt sich für den Anwender ein besseres Verständnis der Zusammenhänge.

Es ist allerdings zu bemerken, daß die Erläuterungen zum Abschnitt 6.2.1 "Bohrwerkzeuge" aus der DIN 4014 (1977) nicht mehr in der DIN 4014 vom Jahre 1990 Eingang gefunden haben. Dadurch entfiel einerseits die Forderung, den Durchmesser des Bohrwerkzeuges auf höchstens 80 % des Bohrungsquerschnittes zu beschränken und damit andererseits die derzeit einzige praktikable Maßnahme, schädlichen Sogwirkungen im Bohrrohr schon im Vorfeld der Pfahlherstellung entgegenzuwirken. Damit ist das Entfallen des Erläuterungsabschnitts, der bereits qualitativ auf die Bedeutung der Ziehgeschwindigkeit des Bohrwerkzeugs in bezug auf Bodenauflockerungen hinweist, fragwürdig. Das Problem der Kolbenwirkung ist aus heutiger Sicht keineswegs gelöst. Dieses bestätigen Aussagen von Schadensgutachtern sowie die in Kapitel 4 vorgestellten in situ Wasserdruckmessungen.

Der Verzicht auf Grenzwerte bezüglich der Bohrwerkzeugdurchmesser und Ziehgeschwindigkeit kommt der Bauwirtschaft entgegen. Eine Einführung derartiger Reglementierung hätte zu einer Behinderung bzw. Verzögerung des Bohrfortschrittes geführt und dem Bestreben der Bauwirtschaft nach effektivem und schnellem Bohren mit größtmöglichem Bohrwerkzeug und Bohrgutförderung entgegengestanden.

Weiterhin muß eine veränderte Auffassung über die Normungstätigkeit in Deutschland berücksichtigt werden. Durch den Wegfall von genaueren Vorschriften und Grenzwerten für die Herstellung werden den ausführenden Unternehmen mehr Eigenständigkeit und Verantwortung beim Ausführen ihrer Bautätigkeit übertragen. Dies ist ein verständlicher Vorgang, zumal die Unternehmen für die erbrachten Bauleistungen die Gewährleistung letztendlich selbst übernehmen müssen.

3.5 Herstellungsvorschriften in anderen europäischen Normen

Herstellungsbedingte Einflüsse auf die Pfahlqualität sind keine nationalen Probleme, sondern werden überall dort angetroffen, wo Pfähle hergestellt werden. Im folgenden wird daher anhand von ausländischen Normen untersucht, wie Herstellungseinflüsse in den Vorschriften berücksichtigt werden.

Für die Untersuchungen standen folgende europäische Normen zur Verfügung:

BS 8004 (1986)	Leitfaden für Fundamente [GB]
NF P11-212-2 (1994)	Bauarbeiten; Tiefe Baugründungen [F]
ÖNORM B 4440-1 (1985)	Erd- und Grundbau; Großbohrpfähle [A]
SIA 192 (1975)	Pfahlfundation [CH]
TGL 11463/04 (1977)	Bauwerksgründungen [ehemalige DDR]

Im direkten Vergleich erweist sich die DIN 4014 als umfangreich und ausgereift, auch wenn einige Punkte in den aufgeführten Normen ausführlicher behandelt werden.

In allen untersuchten Normen wird eine Voreilung der Verrohrung gefordert. Ein konkretes Maß wird jedoch nur von der DIN 4014 angegeben ($0,5 \cdot \text{Pfahldurchmesser}$). Besonders die britische Norm BS 8004 (1986) erweist sich in diesem Punkt, durch die Beschreibung der Folgen beim Unterschneiden der Verrohrung durch das Bohrwerkzeug, als sehr ausführlich. Neben der Bildung von Hohlräumen seitlich der Verrohrung werden die Auswirkungen des Bodenentzuges auf Nachbarfundamente angesprochen.

Für das Bohren bei anstehendem Grundwasser wird von allen Normen ein ausreichender Wasserüberdruck innerhalb des Bohrrohrs verlangt. Ein Mindestwert wird nur von der TGL (1977) vorgegeben. Der Wert beträgt 1 m Wasserspiegelunterschied zwischen dem Wasserstand im Bohrrohr und dem Grundwasserspiegel und läßt sich auch in der DIN 4014 aus dem Jahre 1977 finden.

Ein Säubern der Bohrlochsohle wird nur von der DIN 4014 und der ÖNORM B 4440-1 (1985) gefordert. Gleichfalls wird gemeinsam ein direktes Aufeinanderfolgen von Bohren und Betonieren gefordert. Hierbei gibt die ÖNORM bei der Unterbrechung der Bohrarbeiten für die im Bohrloch zu verbleibende Bodensäule ein Mindestmaß von drei Pfahldurchmessern an.

Die Synchronisation vom Ziehen der Verrohrung und Frischbetonzufuhr wird neben der DIN 4014 nur noch in der TGL (1977) und der SIA 192 (1975) behandelt. Hierbei werden mögliche Folgen einer fehlerhaften Abstimmung von Zieh- und Betoniervorgang in Form von Erd- und Wassereinbrüchen, Einschnürungen oder Abreißen der Betonsäule und die Lageveränderung des Bewehrungskorbes, aufgezeigt.

Zur Überwachung der Pfahlherstellung wird sowohl in der DIN 4014 als auch in der TGL und ÖNORM die Anfertigung eines Protokolls gefordert. In Frankreich, England und der Schweiz ist die Kontrolle der Herstelldaten mittels Bohrprotokollen nicht in der Fachnorm geregelt. Dennoch wird in allen Normen deutlich gemacht, daß für die Herstellung von Bohrpfählen nur Fachunternehmen in Frage kommen.

Auf die schädliche Kolbenwirkung beim Ziehen von Bohrwerkzeugen geht keine der untersuchten Normen ein, obwohl ihre Auswirkung keineswegs zu vernachlässigen ist. Das Fehlen von konkreten Vorgaben in Form von Grenzwerten führt auch im Ausland zu einer Abhängigkeit von der Qualifikation der Unternehmen. In Tabelle 3.2 ist ein Überblick über den durchgeführten Vergleich der Fachnormen enthalten.

Norm	Wahl u. Einsatz der Bohrwerkzeuge	Ziehgeschwindigkeit der Bohrwerkzeuge	Wasserauflast zur Stabilisation der Bohrsohle	Voreilung der Verrohrung	Säuberung der Bohrlochsohle	Ziehen der Verrohrung	Überwachung
DIN 4014 (1977)	X Richtlinien für Bohrwerkzeuge	X Umfangreicher als DIN 4014 (1990)	X (bedingt) min. Spiegeldifferenz 1m	X <u>Schluff/ Feinsand</u> 0,5*Rohrdurchm.	X Im Haupttext aufgeführt	X min Betondruck O	X
DIN 4014 (1990)	Auflockerung ist zu vermeiden	X	X	<u>Feste bindige Böden</u> nicht festgelegt	X (Anmerkung1) bei Verzögerung min. Bodensäule	Langsames, gleichmäßiges Ziehen	X
BS 8004 (1986) [GB]	---	O	X	X sehr ausführlich	O	O	O
NF P11-212-2 (1994) [F]	---	O	X	X	O	O	O
ÖNORM B 4440-1 (1985) [A]	---	O	X	X	X bei Verzögerung min. Bodensäule	O	X
SIA 192 (1975) [CH]	---	O	X	X	O	X	O
TGL 11463/04 (1977) [DDR]	---	O	X min. Spiegeldifferenz 1m	X	O	X	X
EN 1536	X siehe DIN 4014	X	X min. Spiegeldifferenz 1m	X Hintergründe	---	X min. Betondruck	X Schwerpunkt der EN

Tabelle 3.2: Vergleich der Fachnormen

X - gefordert/ behandelt

O- nicht gefordert/behandelt

--- - keine Angabe

3.6 Euronormung

Im Zuge der europäischen Einigung und der Verabschiedung der geotechnischen Entwurfsnorm ENV 1997-1 Eurocode 7 (EC 7) sind damit auch im deutschen Bereich Veränderungen in der Entwurfs- und Bemessungspraxis sowie in der Ausführung verbunden [KEMPFERT, 1996 a]. Ziel der europäischen Normungsarbeit ist eine Zusammenfassung aller Entwurfs- und Bemessungsaspekte im EC7, während die Herstellung zukünftig durch europäische Ausführungsnormen geregelt werden soll. In Deutschland wird die Anwendung der ENV 1997-1 durch nationale Anwendungsdokumente (NAD) ermöglicht. Zur Zeit sind noch nicht alle Bemessungsaspekte im EC 7 hinreichend berücksichtigt worden, so daß zusätzlich für die Übergangsphase nationale Vornormen (Normen Teile 100) veröffentlicht wurden, die alternativ zum EC 7 im Hinblick auf die Gewährleistung eines technischen Sicherheitsniveaus und der Wirtschaftlichkeit angewendet werden können.

In Deutschland wurde als Vorschlag für eine europäische Norm der Normenentwurf E DIN 4014-500 im August 1994 herausgegeben und der Öffentlichkeit zur Prüfung und Stellungnahme vorgelegt.

Für die Ausführung von Bohrpfahlgründungen ist bereits auf Grundlage der E DIN 4014-500 ein europäischer Normenentwurf EN 1536 unter deutscher Federführung erarbeitet worden und liegt derzeit in der Fassung vom Juni 1999 vor. Wesentliche Änderungen gegenüber der DIN 4014 (1990) sind eine grundlegende Überarbeitung im Hinblick auf eine europäische Harmonisierung sowie Berücksichtigung des Eurocodes und neuer Ausführungstechniken. Eine Erweiterung der Anwendung auf Bohrpfahlwände und die Einführung einer detaillierten Ausführungsüberwachung ergänzen den Umfang der Norm.

Als Ausführungsnorm befaßt sich die EN 1536 im besonderen Maße mit dem Herstellungsverlauf von Bohrpfählen und ist damit sehr viel umfassender als die DIN 4014 (1990). Es wird konkret auf die Gefahren während des Bohrvorgangs und

eventuell auftretende Pfahlschäden hingewiesen. Dieses wird gleich zu Beginn des Abschnittes 8 "Ausführung" mit folgendem Zitat verdeutlicht.

"Bei der Herstellung von Bohrpfählen ist dafür zu sorgen, daß Wasser und/oder Boden nicht unkontrolliert in das Bohrloch eindringt." DIN 4014-500 (1994), EN1536 (1999). Nachfolgend werden im Normentext mögliche Schäden durch eintreibendes Wasser oder Boden aufgezählt und damit die Tragweite dieses hydraulischen Prozesses verdeutlicht:

- Störung oder Auflockerung der tragfähigen Schicht oder des angrenzenden Baugrunds,
- Verlust der Stützung angrenzender Gründungen durch Bodenentzug,
- unstabile Hohlräume neben dem Pfahl,
- Schäden an noch nicht abgebundenem Beton im Pfahl oder an kürzlich hergestellten, benachbarten Pfählen,
- Hohlräume im Schaft während des Betonierens,
- Auswaschen von Zement.

Diese Risiken bestehen laut Norm besonders in:

- lockeren rolligen Böden,
- weichen bindigen Böden oder,
- wechselhaftem Baugrund.

Die Wahl der Bohrwerkzeuge ist einerseits so zu treffen, daß Auflockerungen um den Pfahl herum und unter der Pfahlsohle vermieden werden und andererseits ein schneller Bohrfortschritt ermöglicht wird. Diese Anforderungen scheinen genau wie in der DIN 4014 (1990) widersprüchlich, da Auflockerungen nachweisbar besonders durch einen schnellen Bohrfortschritt, verbunden mit schnellem Ziehen des Bohrwerkzeuges, entstehen. Die schädliche Kolbenwirkung wird in der Norm angemerkt und eine Anpassung der Ziehgeschwindigkeit auf die gegebenen Verhältnisse vorgeschrieben.

Für das Bohren unter dem Grundwasserspiegel sowie beim Bohren in gespanntem Grundwasser wird ein Flüssigkeitsüberdruck mit einer Spiegeldifferenz von mindestens 1 m festgelegt. Hiermit wird eine Forderung aus der DIN 4014 (1977) wieder aufgenommen, die in der DIN 4014 (1990) nicht mehr zum Tragen kam.

Die Voreilung der Verrohrung, die laut EN 1536 auf die Boden- und Grundwasserverhältnisse abgestimmt werden muß, wird im Gegensatz zur gültigen DIN 4014 (1990) nicht mit einem konkreten Wert belegt. In einigen Anmerkungen wird jedoch die Notwendigkeit einer Voreilung erläutert und die Gefahren bei Nichteinhaltung angesprochen. Somit werden mögliche Gefährdungen deutlicher als in der bisherigen DIN 4014 (1990) aufgezeigt.

Beim Ziehen der Verrohrung muß die innenliegende Frischbetonsäule ausreichend hoch sein, um den Ringspalt der weichenden Verrohrung und eventuelle Hohlräume zu verfüllen. Ein Mindestwert für die Höhe der Betonsäule wird dabei nicht angegeben.

Ein Schwerpunkt der EN 1536 liegt bei der detaillierten Ausführungsüberwachung, auf die im Abschnitt 9 "Aufsicht und Überwachung" separat eingegangen wird. In diesem Abschnitt werden erstmals durch konkrete Vorgaben für die Überwachung und Berichterstattung ganz entscheidende Impulse im Hinblick auf eine Qualitätssicherung bei der Bohrpfahlherstellung gesetzt. Durch eine eindeutige Zuweisung der Verantwortlichkeit für die Ausführung der Bauarbeiten auf eine befähigte und erfahrene Person wird ein klarer Ablauf im Sinne einer nachvollziehbaren Qualitätssicherung realisiert:

Durchführung mit Normvorgaben ➤ Überwachung ➤ Berichterstattung

Durchführung mit Normvorgaben

Die Durchführungen der Bauarbeiten sollen mit der EN 1536 in Einklang stehen. D.h. die Vorgaben und Anforderungen müssen im Hinblick auf Baugrunduntersuchung,

Baustoffe, Bemessung, Ausführung sowie Aufsicht und Kontrolle eingehalten werden. Für die Gestaltung und Durchführung der Bauarbeiten ist eine ausreichend befähigte und erfahrene Person verantwortlich, die auch, falls erforderlich, zusätzliche Festlegungen und Arbeitsweisen zu bestimmen hat.

Überwachung

Im Verantwortungsbereich der mit der Ausführung der Bauarbeiten betrauten Person, liegt die Bauüberwachung sowie die Führung aller notwendigen Aufzeichnungen. Die Aufzeichnungen bestehen aus zwei Teilen. Teil 1 enthält allgemeine Angaben zu Pfahltyp, Herstellungsverfahren, Bewehrung und Beton. Im Teil 2 werden spezielle Einzelangaben zur Pfahlherstellung gemacht.

Als Hilfestellung für die Führung der Aufzeichnungen sind in der EN 1536 mehrere Tabellen enthalten, die Beispiele für Einzelheiten und Häufigkeit der Überwachungen geben. Im einzelnen werden folgende Bereiche zur Überwachung bestimmt:

- Absteckung der Pfahlachsen
- Aushub
- Stützflüssigkeit
- Bewehrung
- Frischbeton
- Betonieren im Trockenen oder unter Wasser
- Pfähle, die mit durchgehender Bohrschnecke hergestellt werden
- Prepacked-Pfähle
- Schaft- und Fußverpressungen
- Kappen der Pfahlköpfe

Berichterstattung

Die verantwortliche Person hat dem Bauherrn bzw. dessen Vertreter und/oder dem Entwurfsverfasser die Aufzeichnungen vorzulegen und Bericht zu erstatten über "Abweichungen von den erwarteten Baustellenbedingungen oder in sonstigen Fällen mangelnder Übereinstimmung". Nach Beendigung der Pfahlarbeiten ist ein Bestandsplan mit Angaben von Lage und Abmessungen der Pfähle sowie den

Höhen der Pfahlköpfe und den Gründungstiefen anzufertigen. Alle erarbeiteten Aufzeichnungen, insbesondere der Bestandsplan, sind entsprechend den gesetzlichen Bestimmungen und/oder den vertraglichen Vereinbarungen sicher aufzubewahren.

Die Vorgaben der EN 1536 gehen über die Bestimmungen früherer Normen hinaus. Besonders der Aspekt der Qualitätssicherung gewinnt an Bedeutung, was die Abschnitte Ausführung, Aufsicht und Überwachung belegen. Mit diesem Vorgehen wird versucht, die Lücke zwischen bestehenden Normen und den Ergebnissen aus der Forschung und den Erfahrungen aus der Praxis zu schließen.

Die EN 1536 ist daher insgesamt als fortschrittlich und praktikabel einzustufen. Inwieweit die Umsetzung der Norm in der Praxis eine Verringerung von Pfahlschäden hervorruft, muß in den nächsten Jahren beobachtet werden.

4 Messungen bei der Bohrpfahlherstellung

4.1 Allgemeines

Wie aus den vorangegangenen Ausführungen ersichtlich, ist das Aufrechterhalten eines Flüssigkeitsüberdrucks auf die Bohrlochsohle eine wesentliche Forderung für die sichere Herstellung von Bohrpfählen unterhalb des Grundwasserspiegels. In der Literatur sind nur wenige Anhaltspunkte darüber zu finden, wie sich die Bewegung des Bohrwerkzeugs auf die Druckverhältnisse an der Bohrlochsohle auswirkt. Von HARTUNG [1994] wurden hierzu erste in situ-Wasserdruckmessungen durchgeführt. Anhand dieser Versuche wurde der Verlauf des Wasserdrucks an der Bohrlochsohle aufgezeigt. Die Darstellung des Verlaufs ist wenig differenziert und läßt über den zeitlichen Ablauf der Entwicklung des Wasserdrucks nur bedingt Aussagen zu. Die ermittelte maximale Wasserdruckdifferenz wird mit 3,5 mWS bei einer Ziehgeschwindigkeit von 1,1 m/s und einer Durchflußfläche von 22% angegeben. Bild 4.1 zeigt den ermittelten Verlauf des Wasserdrucks.

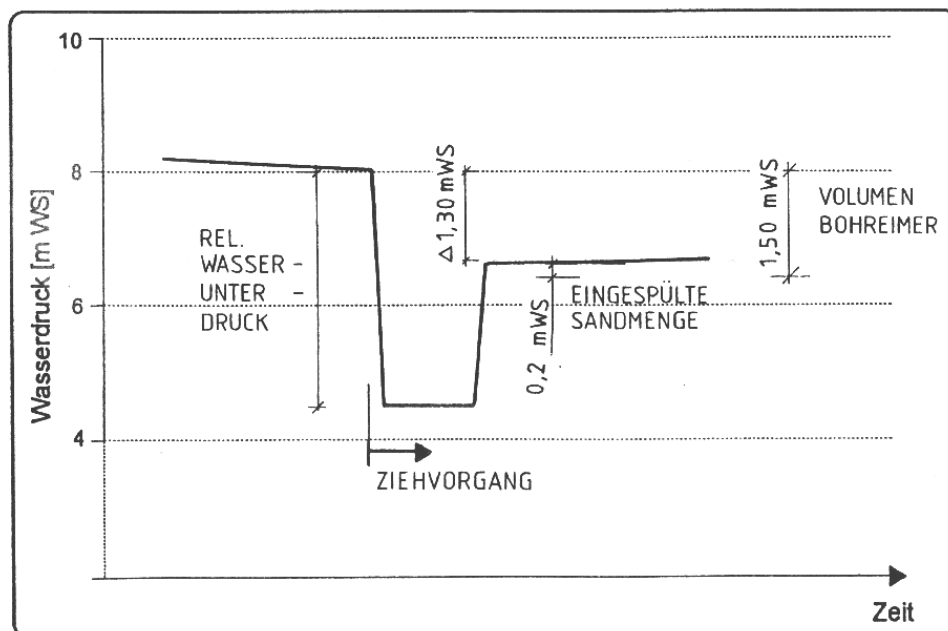


Bild 4.1: Verlauf des Wasserdrucks oberhalb der Bohrlochsohle
[HARTUNG 1994]

Aufgrund der geringen Anzahl vorliegender Meßdaten, sowie der fehlenden Aussagekraft in bezug auf die zeitliche Entwicklung der Wasserdruckänderungen,

fürhte der Verfasser im Rahmen der vorliegenden Arbeit eigene in situ Versuche durch. Hierbei standen folgende Ziele und Fragen im Vordergrund:

- Ergänzung der vorliegenden Daten sowie Überprüfung der Aussagen aus HARTUNG [1994]
- Erarbeiten von differenzierten Aussagen über den zeitlichen Verlauf der Wasserdruckänderungen im Bohrröhr
- Wie groß sind eventuell auftretende Wasserdruckdifferenzen?
- In welchem Zeitraum treten die Wasserdruckdifferenzen auf?
- Kann eine schädliche Sogwirkung auf die Bohrlochsohle festgestellt werden?
- Kann ein Einfluß auf den umgebenden Boden festgestellt werden?

Die Messungen wurden während des Einsatzes von Bohreimern sowie Sand- und Kiespumpen durchgeführt. Die verwendeten Bohrwerkzeuge entsprechen dem Stand der Technik und beinhalten keine technischen Änderungen zur Reduktion der Sogwirkung, die beim Ziehen der Bohrwerkzeuge aus dem Bohrloch auftritt. Im folgenden werden die Durchführung und die Ergebnisse der Messungen vorgestellt.

4.2 Eingesetzte Meßtechnik

Die Ermittlung von Versuchsdaten setzt den richtigen Einsatz von geeigneter Meßtechnik im Hinblick auf Genauigkeit, dynamisches Verhalten und Handhabbarkeit voraus.

Bei den eingesetzten Aufnehmern zur Ermittlung des Wasserdruckes handelte es sich um piezoresistive Drucksensoren mit Quarzkristall-Meßzellen. Das Wort „piezo“ stammt aus dem Griechischen und bedeutet „drücken“. Der Name des

Meßverfahrens spiegelt demnach das Meßprinzip wider. Wird auf die Quarzkristall-Meßzelle eine Druckkraft aufgebracht, so wird lokal am Quarzkristall eine elektrische Ladung freigesetzt, die durch ein geeignetes Meßinstrument abgegriffen und bestimmt werden kann. Die Ladungsmenge ist hierbei proportional zu der aufgebrachten Druckkraft. Die Eigenschaft des Quarzes, bei mechanischer Beanspruchung elektrische Ladung zu erzeugen, wird als direkter piezoelektrischer Effekt bezeichnet. Entdecker der piezoelektrischen Effekte waren die Gebrüder Curie im Jahr 1880.

Je nach Lage der Quarzkristallachse zur einwirkenden Kraft kann zwischen dem Longitudinal- und Transversaleffekt unterschieden werden. Das Prinzip des longitudinalen Piezoeffektes ist in Bild 4.2 exemplarisch dargestellt. Durch eine aufgebrachte Kraft F werden die negativen Ladungsteilchen (O^-) gegenüber den positiven Ladungsteilchen (Si^+) verschoben und das Ladungsgleichgewicht gestört. Die entstandene Ladung kann an den Angriffsflächen der Kraft gemessen werden. Für eine Erhöhung der Ladungsausbeute, werden in der Regel mehrere Kristallscheiben in Richtung der Kraft in Reihe angeordnet und elektrisch parallel verschaltet.

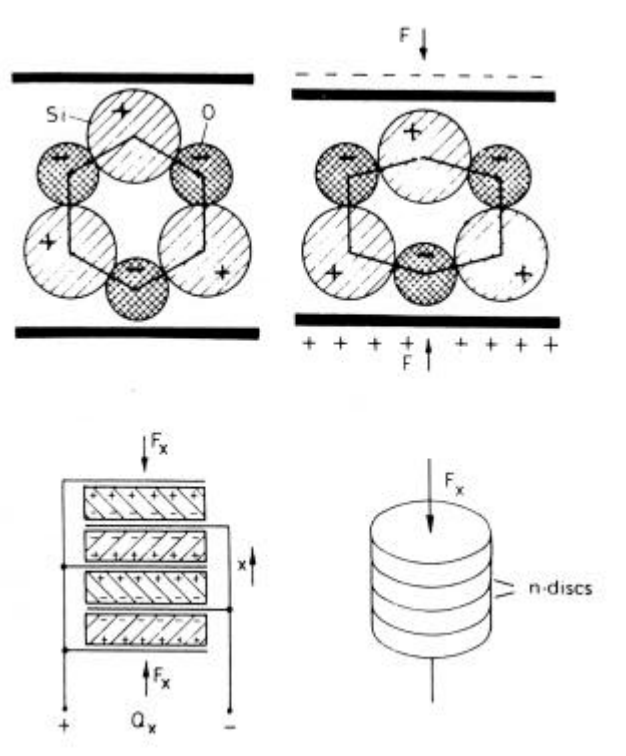


Bild 4.2: Prinzip des longitudinalen Piezoeffektes und schematische Anordnung in einem Meßwertaufnehmer [BONFIG 1988]

Die Wirkungsweise eines piezoelektrischen Sensors kann mit einem Kondensator verglichen werden. Im Gegensatz zum Kondensator wird der Sensor nicht durch Strom aufgeladen, sondern die Ladung wird durch die auf das Kristall wirkende Kraft erzeugt. Genauso wie sich ein aufgeladener Kondensator über die Zeit entlädt, verliert auch ein Quarzkristall, auf den eine konstante Kraft wirkt, seine Ladung. Dieser Sachverhalt ist beim Einsatz von piezoelektrischen Sensoren beim Messen von konstanten Drücken zu berücksichtigen. Die Zeitdauer, in der eine ausreichend genaue Messung durchgeführt werden kann, hängt von der Ladungsmenge, dem Isolationswiderstand und vom zulässigen Meßfehler ab.

Ein weiteres wichtiges Kriterium für eine verwertbare Messung ist das dynamische Verhalten des Meßsystems. Dieses muß in der Lage sein, schnelle Änderungen der Meßgröße abzubilden. Andernfalls wird nicht die Meßgröße, sondern das Eigenverhalten des Meßsystems aufgezeichnet. Unter schnellen Änderungen wird in der piezoelektrischen Meßtechnik die Anstiegszeiten bis zur einer Mikrosekunde verstanden [BONFIG, 1988]. Veranschaulicht wird dieser Sachverhalt in Bild 4.3. Dargestellt sind drei Druckspitzen in einem hydraulischen System mit gleicher zeitlicher Ausdehnung ($80\text{ }\mu\text{s}$) und deren Wiedergabe durch Sensoren mit unterschiedlicher Systemfrequenz (100 kHz, 10 kHz, 1kHz). Der Sensor mit einer Systemfrequenz von 100 kHz ist in der Lage, den Verlauf der Druckspitze relativ genau wiederzugeben. Bei einer Systemfrequenz von 10 kHz ist eine eindeutige Abbildung der Druckspitze nicht mehr möglich, deutlich ist der Ausschwingvorgang des Meßsystems sichtbar. Gänzlich ungeeignet ist ein Meßsystem mit einer Systemfrequenz von 1 kHz. Hiermit ist eine Erfassung der Druckspitze nicht mehr möglich.

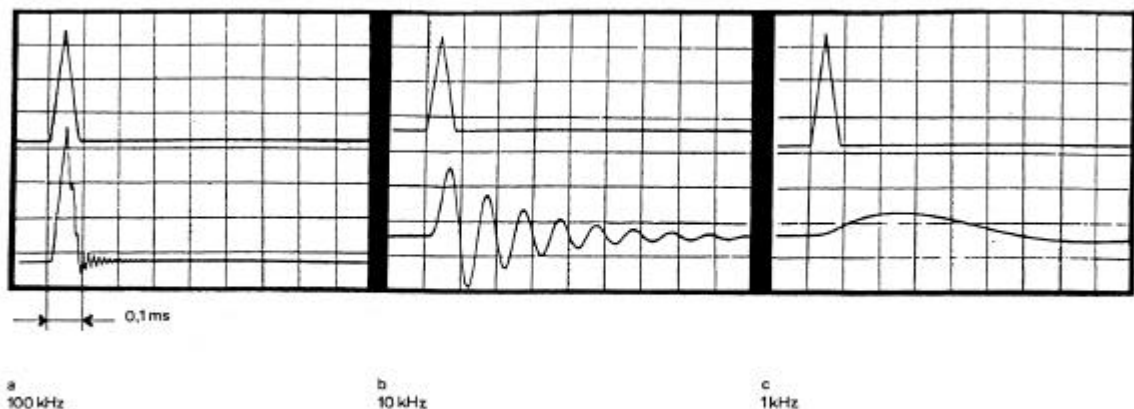


Bild 4.3: Wiedergabe eines Druckimpulses in Abhängigkeit von der Eigenfrequenz des Meßsystems [BONFIG 1988]

Bild 4.4 zeigt in diesem Zusammenhang die Wiedergabe einer Sprungfunktion mit einer Anstiegszeitkonstanten von 1 ms in Abhängigkeit von der Eigenfrequenz des Meßsystems. Deutlich ist hierbei der Ausschwingvorgang bei den niederfrequenten Meßsystemen (300 Hz - 700 Hz) zu erkennen. Für eine genau Abbildung der Sprungfunktion ist demnach ein Meßsystem mit drei bis vier kHz Eigenfrequenz erforderlich.

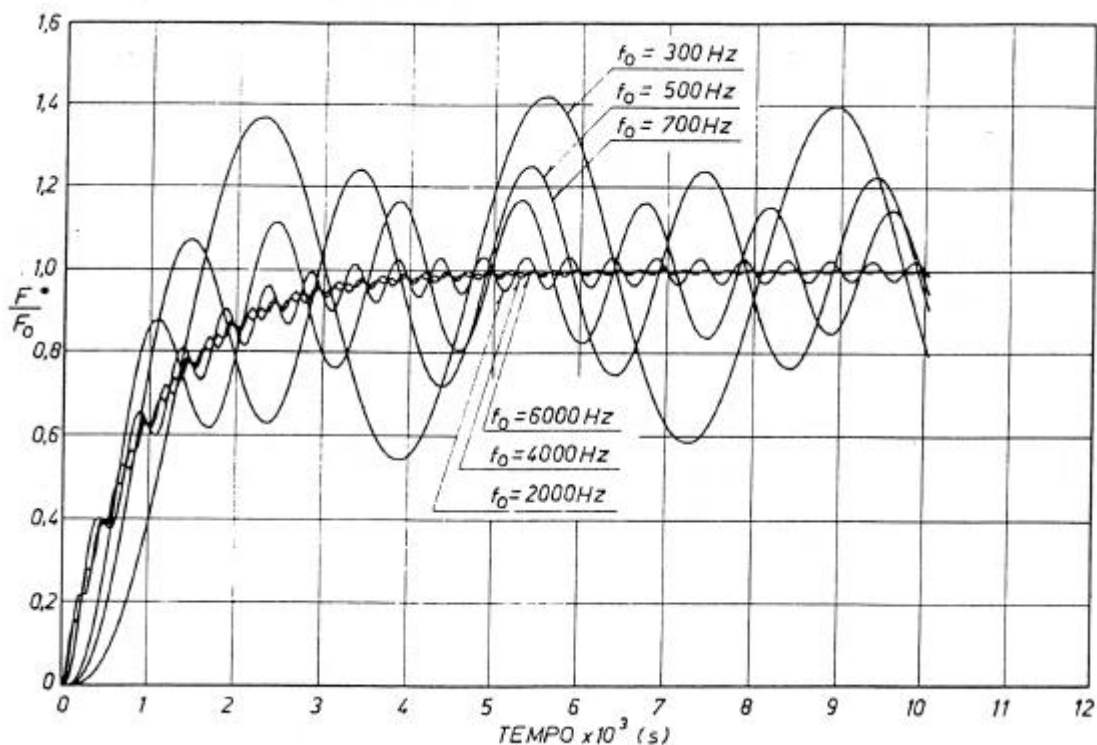


Bild 4.4: Wiedergabe einer Sprungfunktion in Abhängigkeit von der Eigenfrequenz des Meßsystems [BONFIG 1988]

Die für die Versuche eingesetzten Druckaufnehmer haben einen Meßbereich von 0 - 2 bar beziehungsweise 0 - 4 bar. Sie sind bei Temperaturen zwischen 0 - 55°C einsetzbar, wobei ihre Ansprechzeiten kleiner als 1 ms sind. Die Parameter der in situ durchgeführten Versuche lagen, was Temperatur und Meßbereich betrifft, innerhalb der Aufnehmerspezifikationen. Unter diesen Voraussetzungen lassen sich Quarzkristall-Drucksensoren ohne Einschränkungen für derartige Feldversuche einsetzen.

Die von den Sensoren gelieferten Meßsignale wurden im wesentlichen über Mehrkanal-A/D-Wandler in Form von PC-Einsteckkarten mit hoher Abtastrate (bis zu 10 kHz) und einer Auflösung von 12 bit digitalisiert und gespeichert. Für die Steuerung der Meßwerterfassung und Darstellung der Meßwerte kamen eigene, auf den jeweiligen Meßeinsatz abgestimmte, Softwareapplikationen zum Einsatz. Unter anderem wurde so eine graphische Online-Darstellung realisiert, mit der die Kontrolle der Meßkette sowie die Veranschaulichung der Arbeitsabläufe während der Bewegung der Bohrwerkzeuge im Bohrrohr gewährleistet werden konnte.

4.3 Messungen beim Bohreimereinsatz in Berlin

4.3.1 Allgemeines

Im Zuge einer Neubaumaßnahme wurde neben einer bestehenden S-Bahn-Trasse in Berlin eine überschnittene Bohrpfahlwand hergestellt. Zur Feststellung der auftretenden Wasserdruckdifferenzen während des Ziehens der eingesetzten Bohrwerkzeuge wurden eigene Wasserdruckmessungen während einer Probebohrung ausgeführt. Zusätzlich wurden Rammsondierungen vor und nach der Probepfahlherstellung durchgeführt. Die Sondierergebnisse sollten Aufschluß über Änderungen der Lagerungsdichte des Bodens liefern.

4.3.2 Bohrpfahlherstellung

Die Herstellung des Probepfahls erfolgte nach dem Drehbohrverfahren mit Kellystange und Verrohrung. Die Bohrung wurde im Grundwasser durchgeführt und erreichte eine Tiefe von 19,00 m. Zum Einsatz kamen zwei Bohreimer mit einem Nenndurchmesser von 650 mm und 780 mm. Nach Abzug der Saugkanalquerschnitte in den Bohreimern errechnet sich ein Nettoquerschnitt des ersten Bohreimers von $A = 2947 \text{ cm}^2$ für den 650 mm Bohreimer und $A_{\text{Bohreimer}} = 4144 \text{ cm}^2$ für den Bohreimer mit 780 mm Durchmesser. Die Verrohrung hatte einen Außendurchmesser von 880 mm und eine Wandstärke von 40 mm, so daß sich eine Querschnittsfläche von $A_{\text{Rohr}} = 5024 \text{ cm}^2$ ergibt. Mit diesen Querschnittswerten ergeben sich folgende Flächenverhältnisse:

Bohreimer 650 mm:

$$A_{\text{Durchflußfläche}} = \frac{A_{\text{Rohr}} - A_{\text{Bohreimer}}}{A_{\text{Rohr}}} \cdot 100\% = \frac{5024 \text{ cm}^2 - 2947 \text{ cm}^2}{5024 \text{ cm}^2} \cdot 100\% = 41,3\%$$

Bohreimer 780 mm:

$$A_{\text{Durchflußfläche}} = \frac{A_{\text{Rohr}} - A_{\text{Bohreimer}}}{A_{\text{Rohr}}} \cdot 100\% = \frac{5024 \text{ cm}^2 - 4144 \text{ cm}^2}{5024 \text{ cm}^2} \cdot 100\% = 17,5\%$$

Die Versuche wurden in einem Baugrund durchgeführt, der ab der Bohrebene 35 mNN bis zu einer Tiefe von 28,5 mNN aus locker bis mitteldicht gelagerten Sanden besteht. Ab 28,5 mNN sind die Sande mitteldicht bis dicht gelagert. Der Grundwasserspiegel liegt bei ca. 32 mNN.

Für das Bohren unter dem Grundwasser wurde ein Wasserüberdruck von ca. 2 m durch Wasserzugabe über einen Schlauchadapter am Bohrrrohr aufrechterhalten.

4.3.3 Durchführung der Messungen

Zur Feststellung der Änderung des Wasserdrucks wurde ein Wasserdruckaufnehmer verwendet. Über eine Analog-Digital-Wandlung wurden die Meßwerte im Rhythmus von einer Sekunde erfaßt, mit einem PC gespeichert und ausgewertet. So konnte der Wasserdruckverlauf bereits vor Ort graphisch veranschaulicht werden.

Der Wasserdruckaufnehmer war an einem hohlen Schraubgestänge angebracht, dessen Einzelsegmente eine Länge von 1,50 m hatten. In der Mitte des Hohlgestänges wurde das Kabel des Wasserdruckaufnehmers geführt. So wurden Beschädigungen des Kabels vermieden. Der Wasserdruckaufnehmer wurde zusätzlich mit einer Schutzkappe versehen, die vor mechanischen Beanspruchungen schützte und den verfälschenden Einfluß der Meßergebnisse durch von unten auftretenden Strömungsdruck während der Messung vermied. Während der Bohrlochherstellung wurden die Wasserdruckmessungen in sechs unterschiedlichen Tiefenlagen durchgeführt. Zur Durchführung der Messungen wurde der Druckaufnehmer mit Hilfe des Gestänges oberhalb der Bohrlochsohle positioniert. Bild 4.5 zeigt die schematische Darstellung der Druckgeberanordnung.

Insgesamt wurden 14 Wasserdruckmessungen in unterschiedlichen Tiefen und mit variierenden Ziehgeschwindigkeiten durchgeführt. Die Messungen erfolgten jeweils während des Abhebens des Bohrwerkzeugs von der Bohrlochsohle und des Hebens des gefüllten Bohrwerkzeugs. Bedingt durch Arbeitsschutzgründe und technisch vorgegebenen Randbedingungen konnten die Messungen nicht über die gesamte Förderhöhe durchgeführt werden, so daß der Fördervorgang nach einigen Metern unterbrochen werden mußte. Zusätzlich wurde der Wasserstand im Bohrrrohr, die Bohrröhrtiefe, die Tiefe des Bohrwerkzeugs vor dem Ziehen und die Tiefenlage der Bohrlochsohle nach dem Ziehen ermittelt und protokolliert.

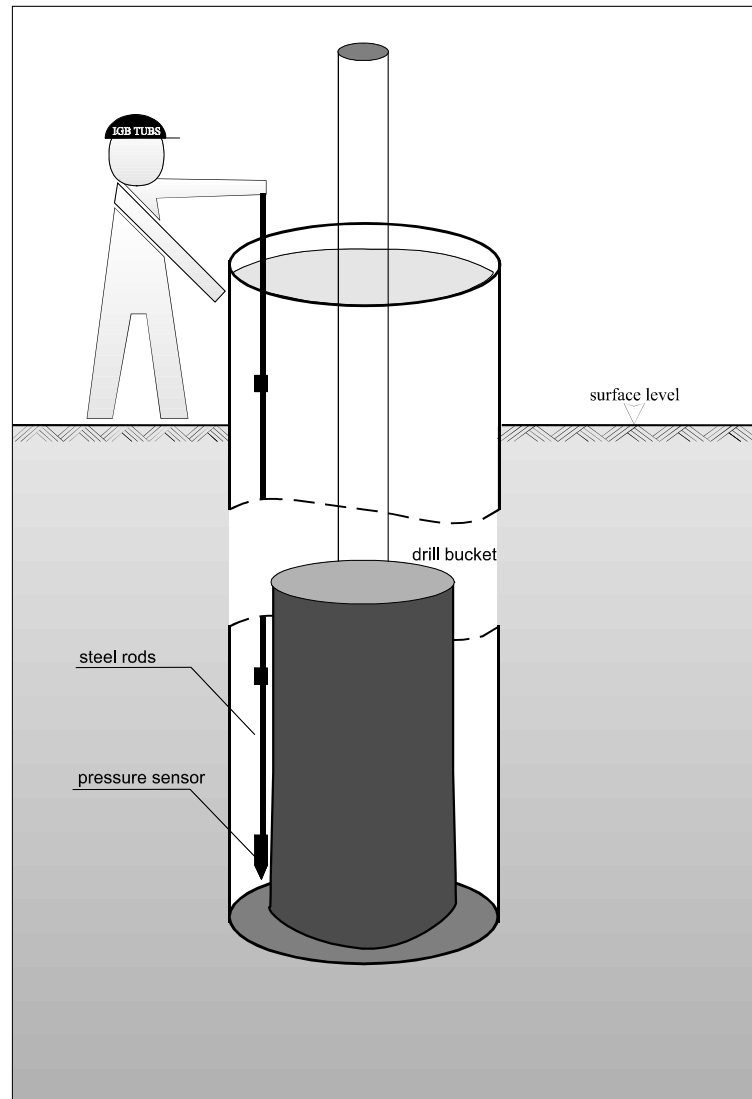


Figure 2

Bild 4.5: Schematische Darstellung der Druckgeberanordnung bei einem Bohreimer [ERNST, STAHLHUT 1997 a]

4.3.4 Meßdaten

Anhand der Meßkurve aus dem Versuch Nr. 6 wird exemplarisch der Verlauf der relativen Wasserdruckänderung im Bohrloch beschrieben (Bild 4.6). Zu Beginn der Messung ist der Wasserdruck an der Bohrlochsohle konstant, d.h. es finden keine Bewegungen im Bohrrohr statt. Beim Start des Ziehvorgangs entsteht schlagartig eine Druckdifferenz von -3,7 mWS. Nach dem Lösen des Bohrwerkzeugs von der Sohle geht die Druckdifferenz auf einen Wert von -0,6 mWS zurück. Nach etwa 10 s wurde der Ziehvorgang gestoppt. Die Sogwirkung des Bohrwerkzeugs setzt aus und

die Wassersäule "fällt" auf die Bohrlochsohle zurück. Hierdurch wird ein kurzzeitiger Druckanstieg erzeugt. Nach Beruhigung der Wassersäule stellt sich ein etwas geringerer, konstanter Wasserdruck im Bohrloch ein. Danach folgt der Ausbau des Wasserdruckaufnehmers.

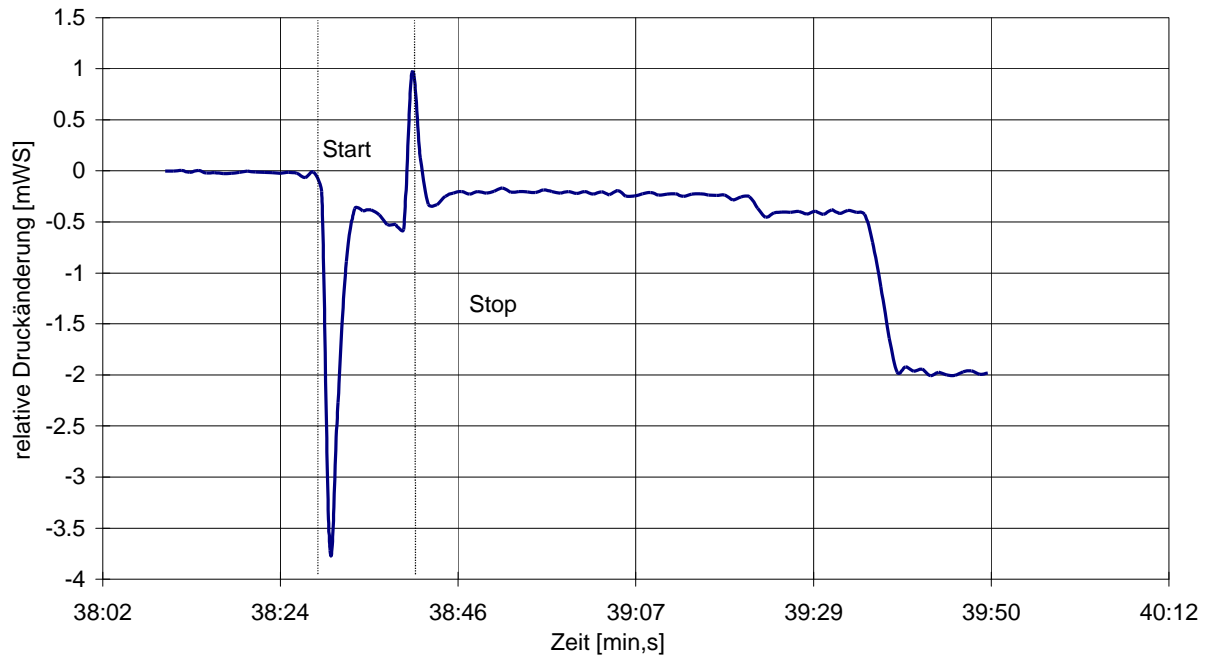


Bild 4.6: Relative Wasserdruckänderung bei Versuch Nr. 6

In der Tabelle 4.1 sind die ermittelten maximalen Wasserdruckdifferenzen, die Tiefenlagen der Bohrlochsohle, die Voreilung der Verrohrung, sowie die Ziehgeschwindigkeiten bei den Versuchen zusammengefaßt.

Tabelle 4.1: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

Messung	Tiefe Bohrsohle [m]	Tiefe nach dem Ziehen [m]	Sohlver- schiebung [m]	Voreilung [m]	Ziehge- schwindigkeit [m/s]	Max. Wasser- druckdifferenz [mWS]
Bohreimer Ø 650 mm						
1	2,85	2,65	0,20 ⁽¹⁾	0,95	0,4	1,8
2	6,50	6,05	0,45 ⁽¹⁾	1,25	0,2	0,6
3	6,50	6,05	0,45 ⁽¹⁾	1,25	0,5	0,8
4	6,80	6,30	0,50 ⁽¹⁾	1,0	0,2	0,9
Bohreimer Ø 780 mm						
5	10,15	9,95	0,2	1,60	0,2	-
6	10,70	10,45	0,25	1,10	0,3	3,7
7	11,29	11,00	0,29	0,55	0,5	5,2
8	11,23	11,20	0,03	0,35	0,5	1,2
9	12,80	12,75	0,05	0,80	0,3	2,5
10	13,10	13,05	0,05	0,50	0,5	2,5
11	15,45	15,35	0,1	0,80	0,4	2,1
12	15,75	15,75	0,0	0,40	0,4	3,0
13	17,70	17,00	0,70	1,15	0,4	1,0
14	17,80	17,70	0,1	0,45	0,4	1,0

(1) Sohlverschiebung beruht auf dem Herabfallen des Bodens aus dem Ringraum.

Die ermittelten maximalen Wasserdruckdifferenzen weisen eine erhebliche Streubreite auf. Selbst bei dem Vergleich von Messungen mit gleicher Ziehgeschwindigkeit kann kein einheitliches Bild bezüglich der erzeugten Wasserdruckdifferenzen erlangt werden. Wie zu erwarten war, ist jedoch die Tendenz erkennbar, daß eine hohe Zuggeschwindigkeit auch höhere Wasserdruckdifferenzen erzeugt. Die Maximalwerte der Druckänderungen treten immer beim Lösen des Bohreimers von der Bohrlochsohle auf und stellen damit die größten Belastungen dar.

Als maximal auftretende Wasserdruckdifferenz wurden -5,2 mWS beim Versuch 7 ermittelt. Die Ziehgeschwindigkeit betrug dabei 0,5 m/s. Die Differenz der Tiefenlage der Bohrlochsohle wurde hierbei mit 0,29 m gemessen.

Der maximale Wert der Sohlverschiebung wurde beim Versuch 13 mit 0,7 m beobachtet. Die korrespondierende Wasserdruckdifferenz betrug 1,0 mWS bei einer Ziehgeschwindigkeit von 0,4 m. Daraus folgt, daß schon bei geringen Wasserdruckdifferenzen ein Einspülen von Boden in die Verrohrung in erheblichem Maße möglich ist.

Vor, während und nach der Pfahlherstellung wurden insgesamt 5 schwere Rammsondierungen (DPH) in unterschiedlichen Abständen mit einer Tiefe von 20 m durchgeführt. Bild 4.7 zeigt die Anordnung der Sondierungen. Mit Hilfe der Sondierungen sollte eine eventuelle Änderung der Lagerungsdichte des anstehenden Bodens erkannt werden.

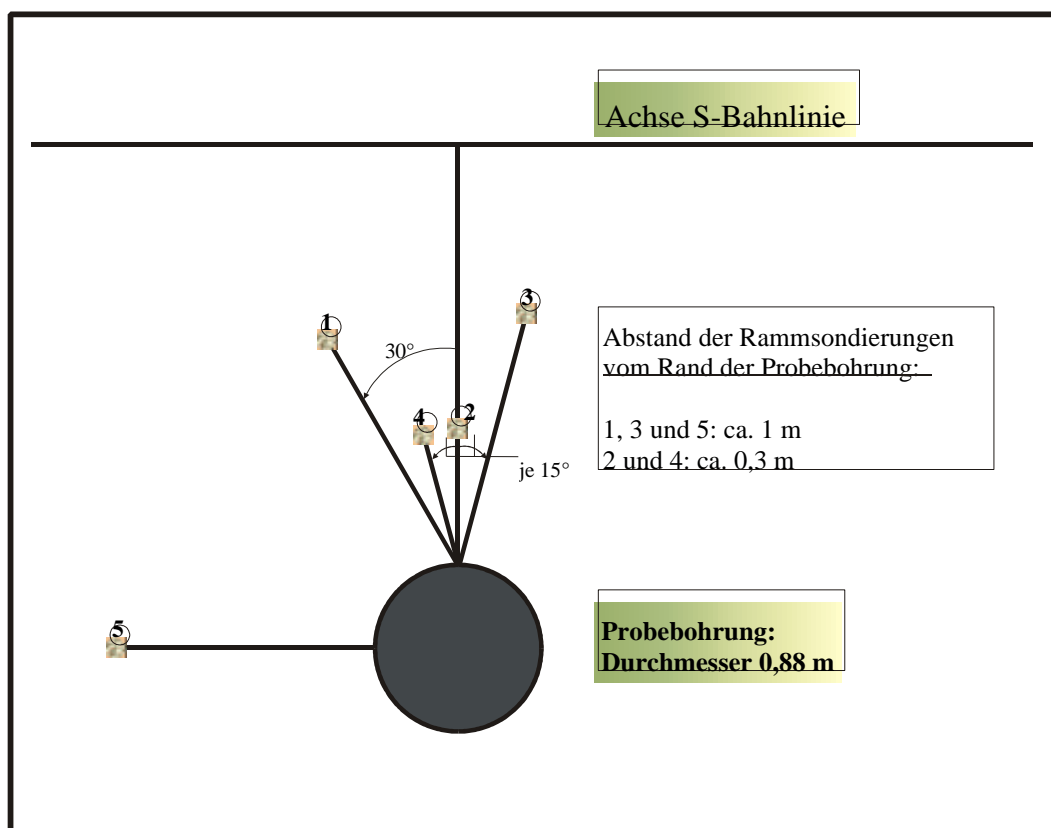


Bild 4.7: Anordnung der Sondierungen

Die Sondierungen Nr. 1 und Nr. 2 erfolgten vor der Pfahlherstellung und dienten als Referenzsondierungen. Bild 4.8 zeigt die Ergebnisse der Referenzsondierungen 1 und 2. Die Entfernung bis zur Pfahllaußenkante betrug bei den Sondierungen 1, 3 und 5 ca. 1,0 m. Die Sondierungen 2 und 4 hatten einen Abstand zur

Pfahlaußenkante von ca. 0,3 m. Nach der Herstellung der Pfahlbohrung wurden die Sondierungen 3 und 4 durchgeführt. Die fünfte Sondierung erfolgte nach dem Betonieren und dem Ziehen der Verrohrung.

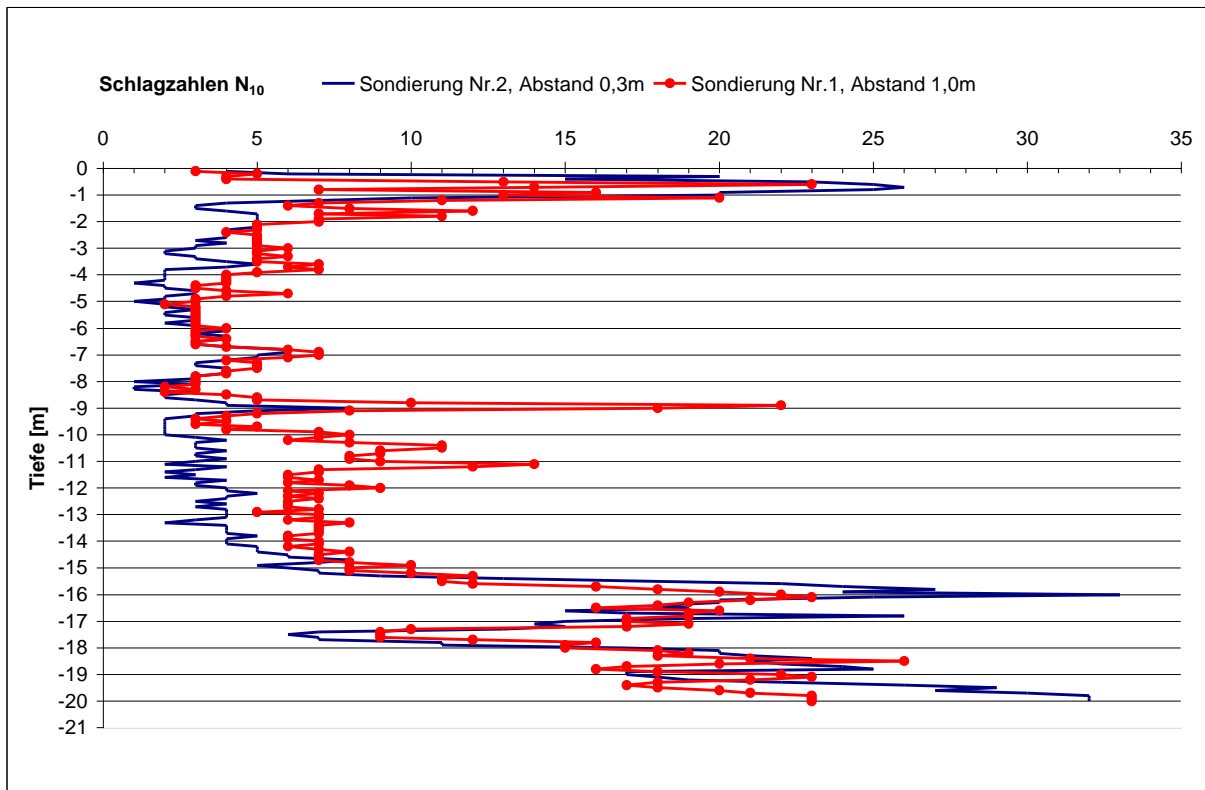


Bild 4.8: Referenzsondierung Nr. 1 und Nr. 2

Die Referenzsondierungen bestätigten die im Bodengutachten beschriebenen Baugrundverhältnisse. Leichte Unterschiede der Sondierungen lassen sich im Bereich von -9 m bis -15 m erkennen. In diesem Bereich weist die Sondierung Nr. 1 höhere Schlagzahlen auf. Ab -15 m ist der Verlauf der Sondierungen wieder nahezu deckungsgleich.

Nach der Erstellung des Bohrlochs, d.h. noch vor dem Ziehen der Verrohrung, wurden die Sondierungen Nr. 3 und Nr. 4 ausgeführt. Im folgenden werden diese Sondierungen, entsprechend dem Abstand von der Pfahlaußenkante, den zugehörigen Referenzsondierungen gegenübergestellt. Die Bilder 4.9 und 4.10 zeigen die Gegenüberstellungen der Sondierungen 2 und 4 (Abstand von Pfahlaußenkante 0,3 m) bzw. 1 und 3 (Abstand von Pfahlaußenkante 1,0 m). Im linken Graph der jeweiligen Bilder sind die Schlagzahlen der Rammsondierungen

über die Tiefe aufgetragen. Der rechte Graph zeigt die Differenz der Schlagzahlen zwischen den Sondierungen vor und nach der Bohrlochherstellung und liefert somit das Maß über die Änderungen der Lagerungsdichte des Bodens für die Tiefe.

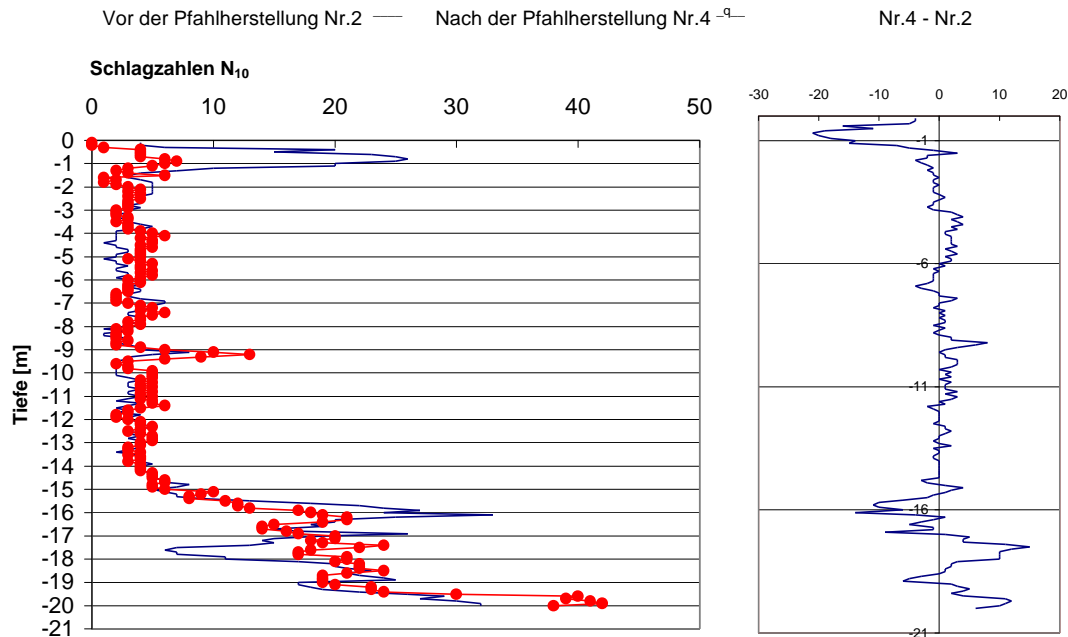


Bild 4.9: Sondierungen vor und nach der Bohrlochherstellung, 0,3 m von der Pfahlausenkante entfernt

Der Vergleich der Sondierung Nr. 2 mit Nr. 4 zeigt Abweichungen der Schlagzahlen in zwei Bereichen. Im Bereich ab der Geländeoberkante bis ca. -1,2 m ist eine starke Auflockerung der oberflächennahen Sande zu erkennen. Sie kommt durch den Einsatz der Bohrgeräte und das Ansetzen der Verrohrung zustande und stellt keine Besonderheit dar. Auffällig ist hingegen der Bereich zwischen -15 m bis -20 m. Hier ist eine Änderung der Lagerungsdichte des Bodens erkennbar. Zwischen -15 m und -17 m ist eine Zone der Auflockerung und ab -17 m bis -19 m eine Zone der Verdichtung zu verzeichnen.

Der Grund für die Änderungen der Lagerungsdichte kann nicht eindeutig bestimmt werden. Ein Zusammenhang mit der bei Messung 13 ermittelten Sohlverschiebung von 0,7 m ist jedoch wahrscheinlich. Durch die zusätzliche Entnahme von Boden in dieser Tiefe und durch die damit verbundenen Strömungsvorgänge im anstehenden Boden kann eine Umlagerung des Korngefüges in eine dichtere Lagerung nicht ausgeschlossen werden.

In den anderen Bereichen sind keine signifikanten Änderungen der Lagerungsdichte zu verzeichnen.

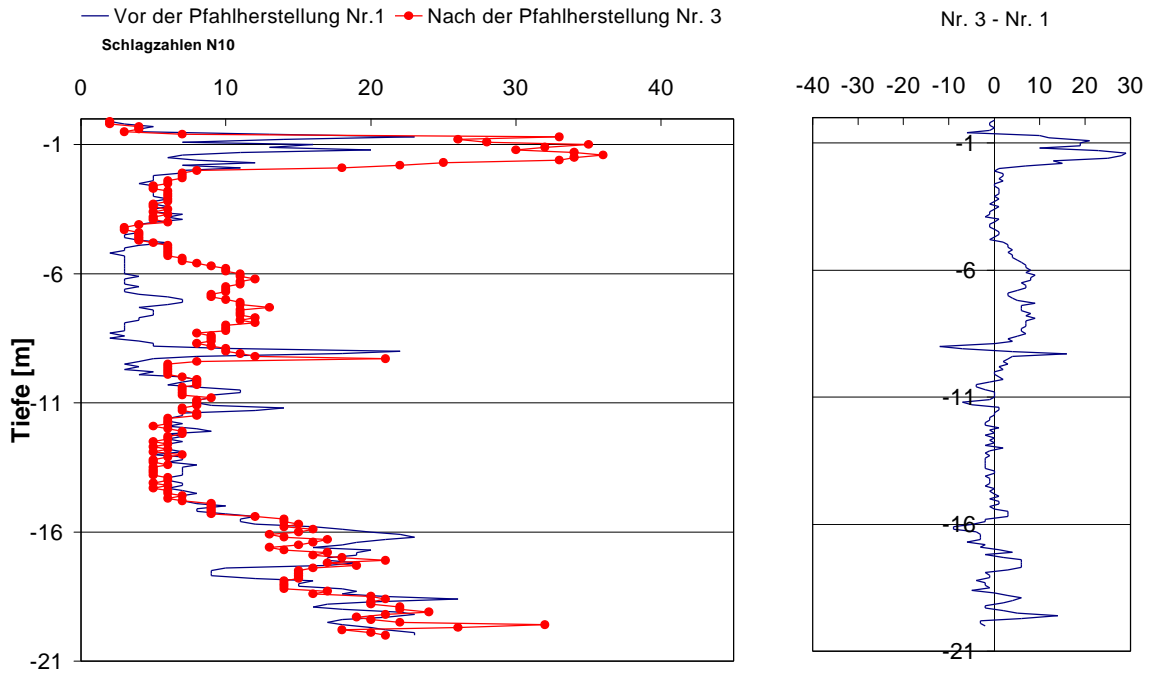


Bild 4.10: Sondierungen vor und nach der Bohrlochherstellung, 1,0 m von Pfahlausenkante

Der Vergleich der Sondierungen, die ca. 1,0 m entfernt waren, zeigt ein etwas anderes Bild. Hier kann in zwei Bereichen eine deutlich dichtere Lagerung abgelesen werden. Erkennbar sind die Umlagerungen im oberen Bereich zwischen -1 m bis -2 m und im Bereich von -5 m bis -9 m. In der Tiefe von -16 m können die gleichen Umlagerungsvorgänge wie bei dem Vergleich der Sondierungen 2 mit 4 erkannt werden. Die Differenz der Schlagzahlen fällt jedoch nicht so deutlich aus, so daß es zu einem geringeren Maß der Umlagerungsvorgänge gekommen ist.

Nach dem Betonieren und dem Ziehen der Verrohrung wurde die Rammsondierung Nr. 5 durchgeführt. Sie stellt somit die endgültigen Bodenverhältnisse nach Beendigung aller Bohr- und Betonierarbeiten dar. Der Vergleich der vor und nach der Pfahlherstellung durchgeführten Sondierungen ist im Bild 4.11 dargestellt.

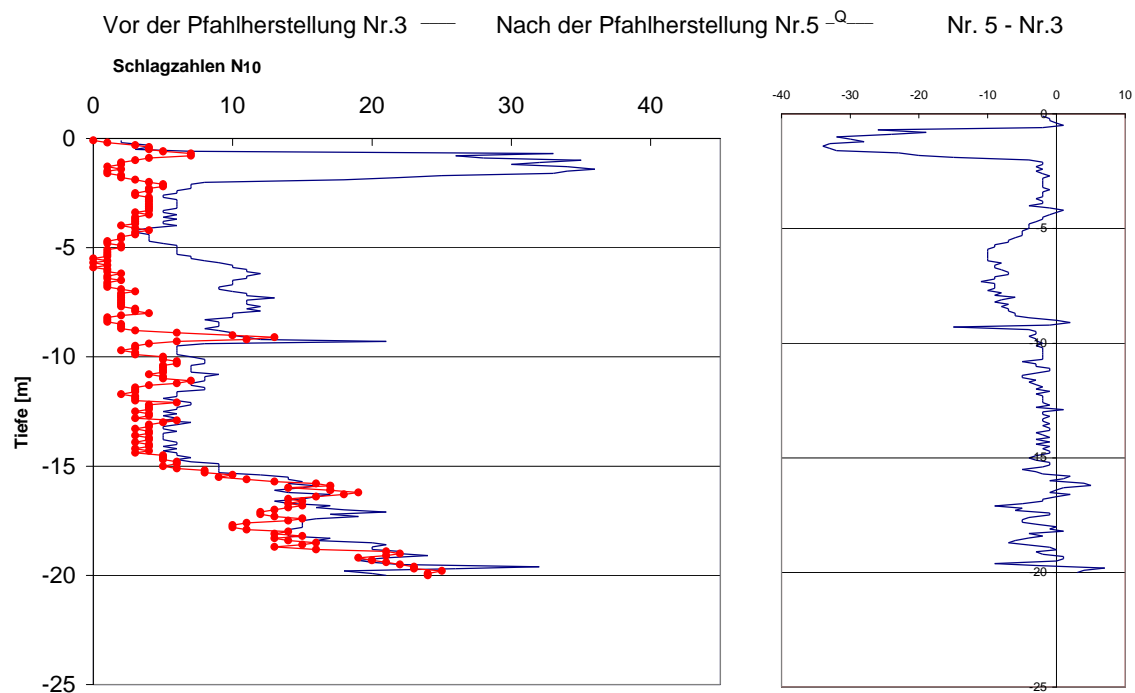


Bild 4.11: Sondierungen vor und nach der Pfahlherstellung, 1,0 m von Pfahlaußenkante

Wie zu erwarten, stellt sich über die gesamte Pfahllänge eine geringe Entspannung bzw. Umlagerung im Erdreich ein, die durch das Ziehen der Verrohrung verursacht wurde. Im Bereich von -5 m bis -9 m ist eine deutliche Abnahme der Lagerungsdichte zu erkennen. Aus dem Vergleich der Sondierungen wird deutlich, daß die Verrohrung einen erkennbaren Einfluß auf die Schlagzahlen und damit auf die Lagerungsdichte des anstehenden Bodens hat. Eine Trennung der Einflüsse der Bohrwerkzeuge und der Verrohrung auf den Boden kann auf Grund der durchgeführten Sondierungen nicht vorgenommen werden. Die Einschätzung, daß der Einfluß der Verrohrung auf den anstehenden Boden größer ist, ist gerechtfertigt.

4.4 Messungen beim Bohreimereinsatz an der BAB 115 bei Bergholz

4.4.1 Allgemeines

In Zusammenarbeit mit dem Unternehmen Mast Grundbau Niederlassung Berlin wurden weitere Wasserdruckmessungen innerhalb der Verrohrung bei der Bohrpfahlherstellung durchgeführt. Die Messungen wurden am 26.10.1998 im Rahmen eines Brückenneubaus über die BAB 115 nahe Bergholz ausgeführt. Für die Untersuchungen wurden zwei Bohreimer mit unterschiedlichen Abmessungen eingesetzt.

Im Vordergrund dieser Messungen stand die Gewinnung weiterer Erkenntnisse über die Größe und den zeitlichen Verlauf von Wasserdruckdifferenzen im Bohrrrohr. Weiterhin sollte untersucht werden, ob durch die Beobachtung des Wasserspiegels im Bohrrrohr Rückschlüsse auf die Druckverhältnisse an der Bohrlochsohle getroffen werden können.

4.4.2 Bohrpfahlherstellung

Die Herstellung der Bauwerkspfähle erfolgte nach dem Drehbohrverfahren mit Kellystange und Verrohrung. Bei den hier eingesetzten Bohrwerkzeugen handelte es sich um Bohreimer mit Durchmessern von 500 mm und 754 mm.

Nach Abzug der Saugkanalquerschnitte in den Bohreimern ergibt sich ein Nettoquerschnitt von $A_{\text{Bohreimer}} = 1886 \text{ cm}^2$ für den 500 mm Bohreimer und 4308 cm^2 für den Bohreimer mit 754 mm Durchmesser. Der Innendurchmesser des Bohrrohrs betrug 800 mm, wodurch sich eine Querschnittsfläche von $A = 5024 \text{ cm}^2$ ergibt. Das Flächenverhältnis für die Bohreimer und die Verrohrung errechnet sich wie folgt:

Bohreimer 500 mm:

$$A_{\text{Durchflußfläche}} = \frac{A_{\text{Rohr}} - A_{\text{Bohreimer}}}{A_{\text{Rohr}}} \cdot 100\% = \frac{5024 \text{ cm}^2 - 1886 \text{ cm}^2}{5024 \text{ cm}^2} \cdot 100\% = 62,5\%$$

Bohreimer 754 mm:

$$A_{\text{Durchflußfläche}} = \frac{A_{\text{Rohr}} - A_{\text{Bohreimer}}}{A_{\text{Rohr}}} \cdot 100\% = \frac{5024\text{cm}^2 - 4308\text{cm}^2}{5024\text{cm}^2} \cdot 100\% = 14,2\%$$

Die Baugrundverhältnisse können wie folgt beschrieben werden. Unterhalb des Mutterbodens, der in einer ca. 20 cm dicken Schicht vorliegt, folgt eine ca. 2,6 m dicke Baugrundsicht aus überwiegend eng abgestuften Fein- bis Mittelsanden in einer mitteldichten Lagerung. Darunter liegen Sande mit einer Schichtdicke von ca. 6 m in einer lockeren bis sehr lockeren Lagerung vor. Die folgende Feinsandschicht ist mitteldicht gelagert und wurde bis 5 m unterhalb der Pfahlabsetztiefe nachgewiesen. Die planmäßige Pfahlabsetztiefe betrug ca. 15 m unter GOK.

4.4.3 Durchführung der Messungen

Aufgrund der Erfahrungen aus den vorangegangenen Versuchen und der erweiterten Fragestellung wurde das Meßkonzept in folgenden Punkten wesentlich verändert:

- Die Messung der Wasserdrücke erfolgte zeitgleich mit fünf Wasserdruckgebern in fünf unterschiedlichen Tiefenlagen. Hierzu wurde ein Hohlgestänge in das Bohrrrohr eingehängt. Die Wasserdruckgeber waren in einem Abstand von 1,5 m an dem Gestänge angebracht. Alle Wasserdruckgeber wurden mit einer Schutzkappe versehen. Durch die gewählte Anordnung konnte die Bewegung der gesamten Wassersäule im Bohrrrohr erfaßt werden. Die Wasserdruckgeber wurden von der Bohrlochsohle zur Geländeoberkante mit WD 1 bis WD 5 bezeichnet. Die Anordnung und Bezeichnung der fünf Wasserdruckgeber ist in Bild 4.12 zu erkennen.
- Die Aufzeichnung der Wasserdruckverläufe erfolgte mit einer Abtastrate von 50 Hz. So wurde sichergestellt, daß ein wesentlich feinerer Verlauf der Wasserdruckänderungen mit allen Extremwerten aufgezeichnet werden konnte.

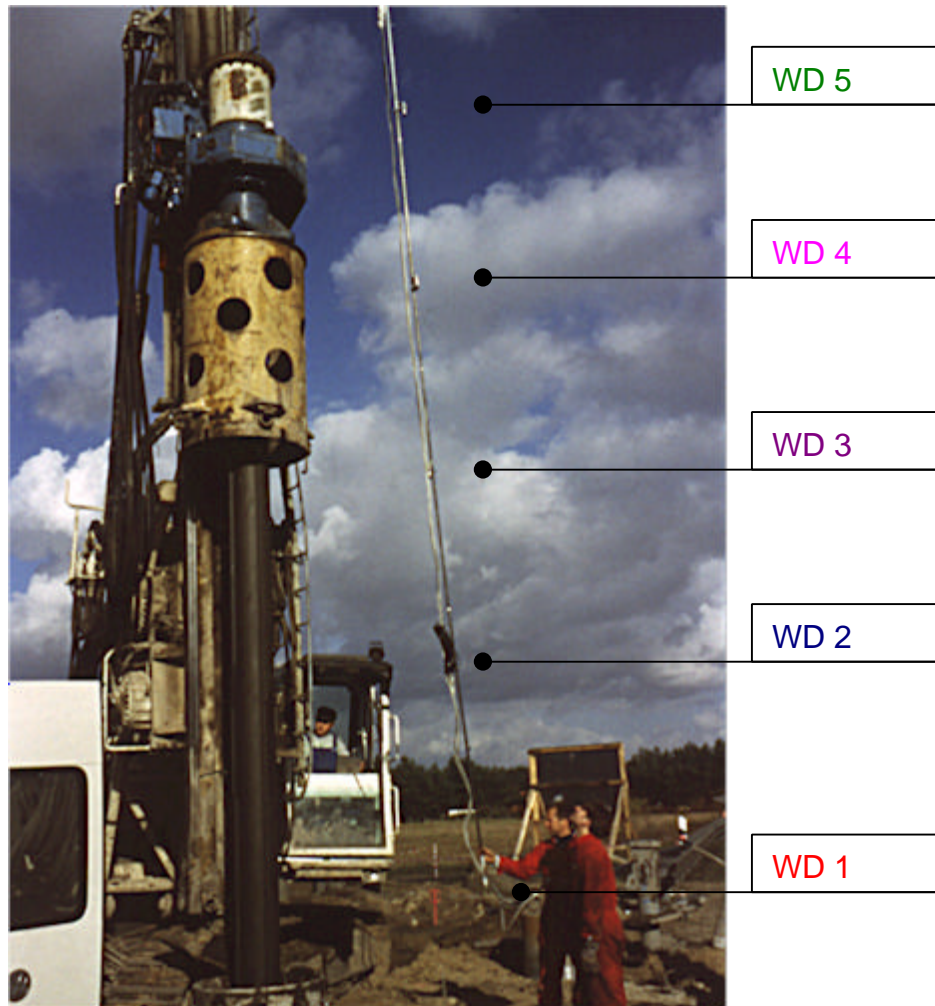


Bild 4.12: Anordnung der Wasserdruckgeber am Gestänge

Insgesamt wurden vier Messungen mit zwei unterschiedlichen Bohreimern durchgeführt. Hierbei waren das Abheben der Bohreimer von der Bohrlochsohle sowie die Bewegung der Bohreimer in der Wassersäule von Bedeutung.

4.4.4 Meßdaten

Aufgrund des geänderten Meßkonzeptes wurden bei den Versuchen zeitgleich in fünf Ebenen die Wasserdruckänderungen über die Zeit erfaßt. Die Darstellung der Wasserdruckverläufe ist in Bild 4.13 dargestellt. Es werden die Änderungen des Wasserdrucks an den fünf Wasserdruckgeber WD1 - WD5 aus dem Versuch 1 über die Zeit aufgetragen. Versuch 1 wurde mit dem Bohreimer \varnothing 750 mm durchgeführt. Dabei war der Bohreimer ca. 0,5 m in den Baugrund eingedreht.

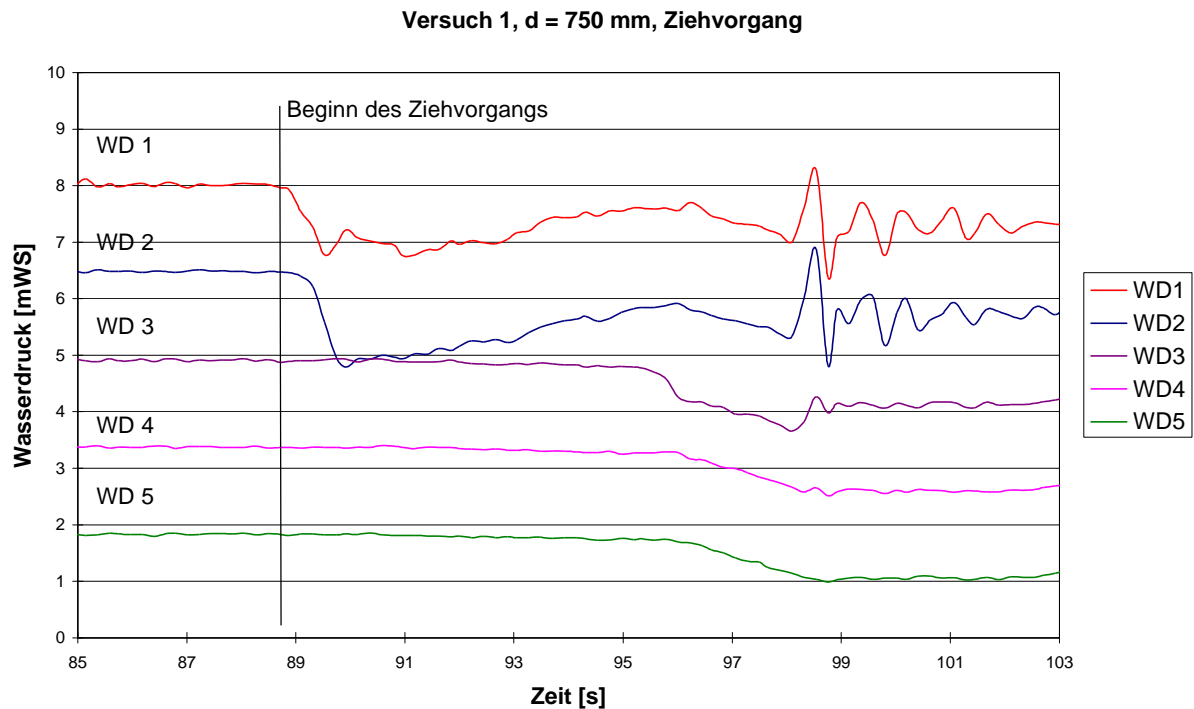


Bild 4.13: Wasserdruckverläufe, Bohrer \varnothing 750 mm

Zu Beginn der Messungen ($t = 85$ s) bleiben die Wasserdrücke konstant. Die Unterschiede in den Werten der einzelnen Wasserdruckgeber aufgrund ihrer Tiefenlagen sind deutlich sichtbar. Zum Zeitpunkt $t = 88,7$ s wird der leere Bohrer von der Bohrlochsohle angehoben. Durch das Abheben des Bohrers fällt der Wasserdruck an der Bohrlochsohle (WD 1) um ca. 1,3 mWS auf 6,7 mWS ab. Zum Zeitpunkt $t = 89,7$ s, das entspricht ca. 0,30 m Hubhöhe, gelangt der Wasserdruckgeber WD 2 in den Einflußbereich des Bohrers. Deutlich ist auch hier das Abfallen des Wasserdrucks zu sehen. Die Differenz zum "Ruhedruck" beträgt ca. 1,6 mWS und ist somit etwas größer als bei WD1. Der Unterschied kommt durch das Erreichen der maximalen Ziehgeschwindigkeit von 0,3 m/s zustande. Zu diesem Zeitpunkt hatte der Bohrer eine höhere Geschwindigkeit als zu Beginn der Messung und erzeugte dadurch einen größeren Unterdruck. In den folgenden sechs Sekunden, in denen ein Weg von 1,6 m Hubhöhe zurückgelegt wird, bauen sich die maximalen Wasserdruckdifferenzen bei WD 1 und WD 2 langsam auf einen Wert von 0,4 mWS bzw. 0,6 mWS ab.

Zum Zeitpunkt $t = 95,5 \text{ s}$ erreicht der Bohreimer die Höhe des Wasserdruckaufnehmers WD 3. Auch hier ist anfänglich ein starker Abfall des Wasserdrucks am WD 3 zu beobachten. Durch den engen Raum innerhalb der Verrohrung verhakte sich das Gestänge am Bohreimer und wurde mit in die Höhe gezogen. Dieses kann an dem parallelen Verlauf aller Meßkurven zwischen $t = 96 \text{ s}$ bis 98 s gesehen werden. Danach wurde das Herausheben des Bohreimers gestoppt und die Wassersäule "fiel" auf die Bohrlochsohle zurück. Der Vorgang ist deutlich gekennzeichnet durch das plötzliche Ansteigen der Wasserdrücke und die folgenden Druckschwankungen an den Wasserdruckaufnehmern WD 1 und WD 2.

Während der Messung konnten an den Wasserdruckgebern, die oberhalb des Bohreimers lagen (WD 4 und WD 5), keine Veränderungen des Wasserdrucks verzeichnet werden.

Zum Vergleich ist in Bild 4.14 der Versuch drei mit einem Bohreimer $\varnothing 500 \text{ mm}$ dargestellt. Der Beginn des Ziehvorgangs ist durch ein starkes Schwanken sowohl in negativer als auch in positiver Richtung geprägt ($t = 306 \text{ s}$). Da diese Impulse nur für den Bruchteil einer Sekunde auftreten, können diese Werte nicht als Wasserdruckschwankungen angesehen werden. Vielmehr erklären sich diese Impulse durch mechanische Stoßbelastungen auf die Wasserdruckgeber. Die Stoßbelastung kann einerseits durch eine Druckwelle innerhalb der Wassersäule und andererseits durch eine Stoßwelle im Gestänge auftreten. Eine Druckwelle im Wasser wird durch die starke Beschleunigung des Bohreimers erzeugt und breitet sich im Wasser mit einer Geschwindigkeit von ca. 1400 m/s aus. Ein Impuls im Gestänge kann durch eine Berührung des Bohreimers oder des Bodens mit dem Gestänge hervorgerufen werden. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Stoßwelle im Gestänge liegt bei etwa 5200 m/s . Ein Indiz für das Vorhandensein eines Impulses ist die Tatsache, daß an allen WD zur gleichen Zeit eine Druckschwankung angezeigt wird. Jedoch nimmt die Intensität in Richtung der Ausbreitungsrichtung durch die Materialdämpfung ab.

Im weiteren Verlauf der Messung sind keine deutlichen Wasserdruckdifferenzen, die der Bewegung des Bohreimers im Bohrröhr zugeordnet werden können, zu erkennen. Lediglich zum Zeitpunkt $t = 312 \text{ s}$ und $t = 317 \text{ s}$ sind Wasserdruck-

schwankungen sichtbar. Sie erklären sich wieder durch Impulse innerhalb der Wassersäule. Zum Zeitpunkt $t = 312$ s wurde der Impuls durch die Verriegelung der "Kellystange" erzeugt. Bei $t = 317$ s ist das Stoppen des Ziehvorganges für die Druckschwankungen verantwortlich.

Während des Ziehvorgangs wurde ein Absinken des Wasserspiegels um ca. 0,80 m gemessen. Die Differenz beruht auf dem Herausheben der Kellystange und dem damit aus dem Bohrohr entnommenen Volumen.

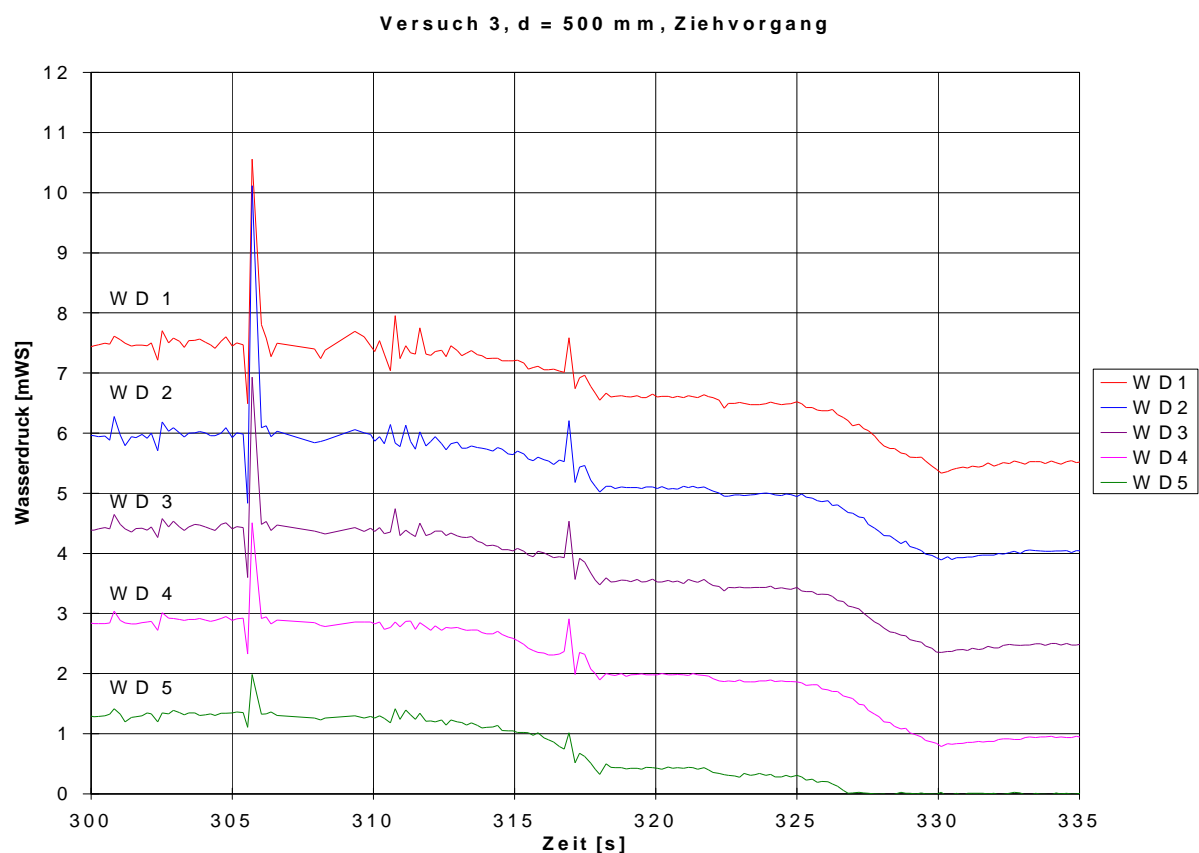


Bild 4.14: Wasserdruckverläufe, Bohrer \varnothing 500 mm

In Tabelle 4.2 sind die Ergebnisse der Versuche zusammengefaßt. Für die Versuche zwei und drei (Bohrer \varnothing 500 mm) konnten aufgrund der großen Durchflußfläche keine Wasserunterdrücke durch den Ziehvorgang ermittelt werden. Für die Versuche eins und vier (Bohrer \varnothing 754 mm) lagen die ermittelten Wasserdruckdifferenzen zwischen 1,5 und 1,6 mWS.

Tabelle 4.2: Ergebnisse der Versuche

Messung	Tiefe Bohrloch [m]	Tiefe nach dem Ziehen [m]	Voreilung [m]	Ziehgeschwindigkeit [m/s]	Wasserdruckdifferenz [mWS]
Bohreimer Ø 500 mm					
2	9,75	9,80	0,90	0,3	-
3	9,80	10,00	0,70	0,3	-
Bohreimer Ø 754 mm					
1	9,00	9,70	1,00	0,3	1,6
4	10,00	10,40	0,30	0,3	1,5

Vor und nach der Pfahlherstellung wurden insgesamt zwei Rammsondierungen in einem Abstand von 1,65 m von der Pfahlachse bis in eine Tiefe von 15 m ausgeführt. Die Lage der Sondierungen ist aus dem Bild 4.15 zu entnehmen. Die Ergebnisse der Sondierungen sind in Bild 4.16 dargestellt.

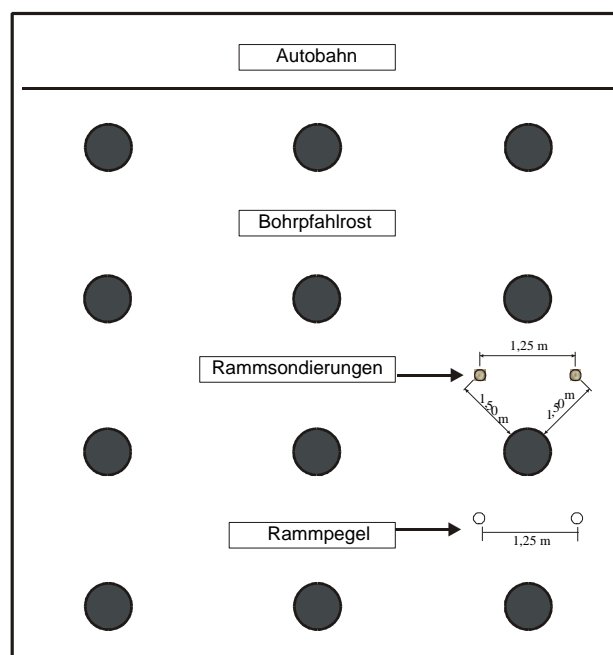


Bild 4.15: Lage der Sondierungen und Rammpegel

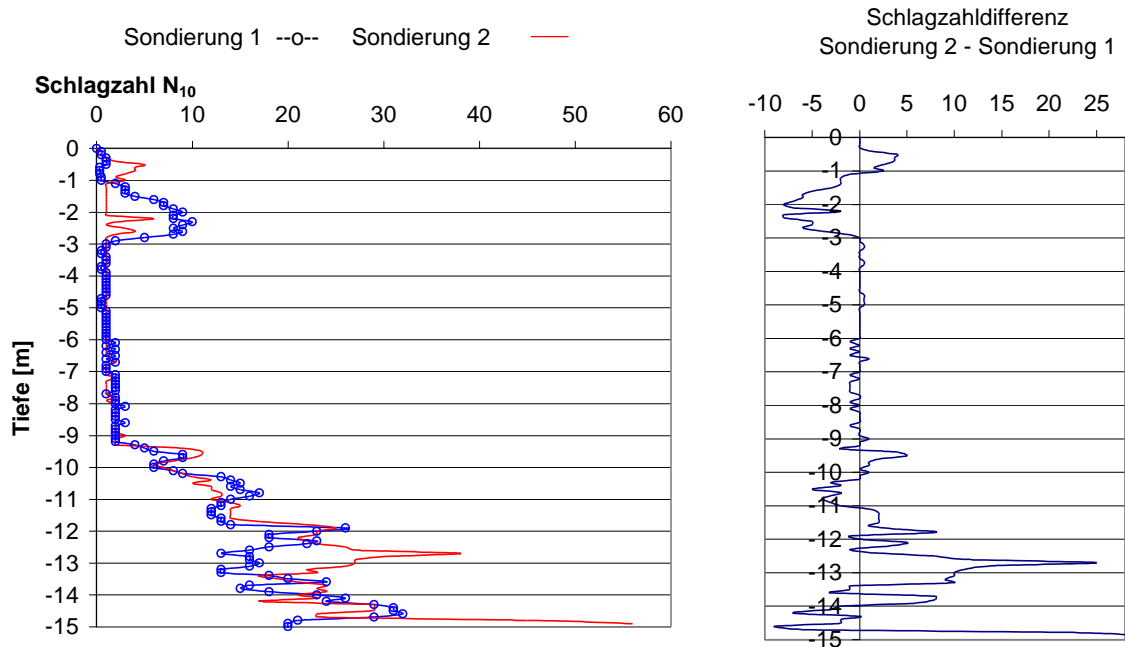


Bild 4.16: Rammsondierungen vor und nach der Pfahlherstellung

Anhand der Sondierungen können Bodenauflockerungen im Bereich von -1 m bis -3 m erkannt werden. Bei den darunter liegenden Sanden (bis -9 m), die in einer lockeren bis sehr lockeren Lagerung vorliegen, sind keine signifikanten Veränderungen der Lagerungsdichte eingetreten. Zwischen -12,5 m und -13,5 m steigen die Schlagzahlen der Rammsondierung an. Daraus resultiert eine höhere Lagerungsdichte des Bodens.

Zusätzlich zu den ausgeführten Sondierungen wurden zwei Rammpegel in einem Abstand von ca. 1,5 m zur Pfahlachse installiert. Die Tiefen der Rammpegel betrugen 6,0 m für Pegel 1 und 10 m für Pegel 2. Mit Hilfe der Rammpegel sollte der aktuelle Grundwasserstand ermittelt und gleichzeitig durch Wasserdruckgeber eine eventuelle durch das Bohren induzierte Pegeländerung aufgezeichnet werden. Die Pegel wurden vier Tage vor der Bohrpfahlherstellung eingerammt. Die Messung der Pegelwasserstände wurde kurz vor der Pfahlherstellung gestartet. In Bild 4.17 sind die Pegeländerungen über die Zeit aufgetragen.

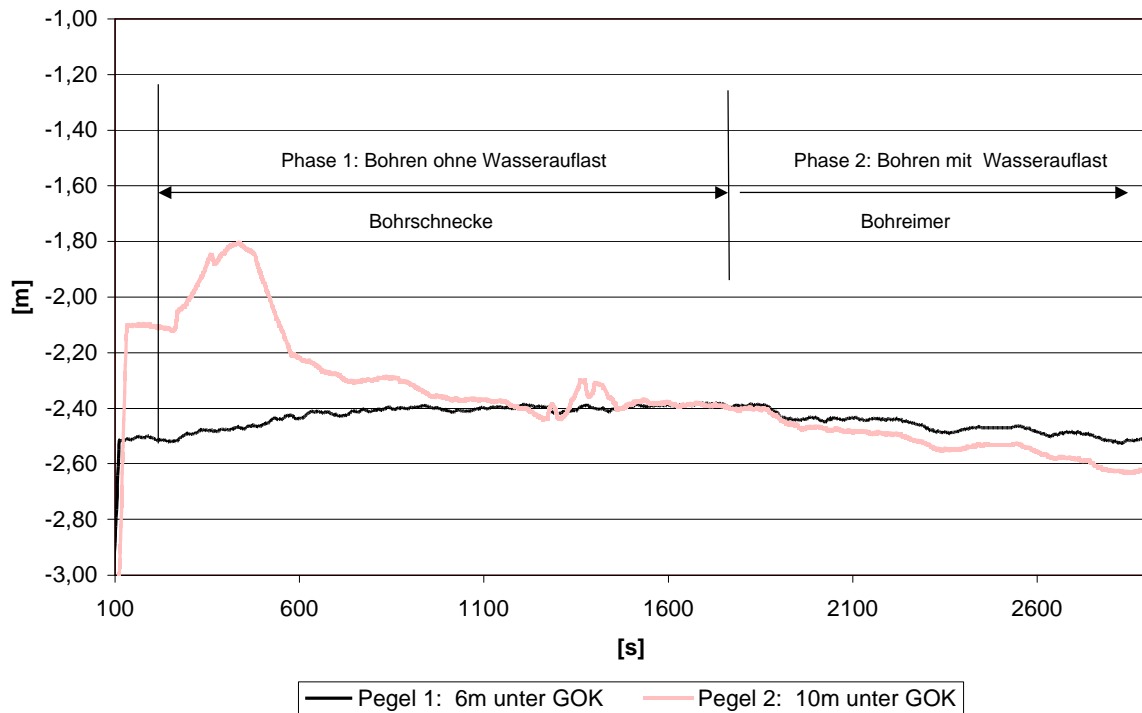


Bild 4.17: Pegeländerung über die Zeit

Zu Beginn der Versuche lag der Wasserspiegel in den Pegeln bei 2,50 m bzw. 2,10 m unter GOK. Somit lag der Wasserspiegel im Pegel 2 um rund 0,4 m höher. Die Differenz resultiert aus der Herstellung der Rammpegel. Der Pegel 2 wurde in einem Bereich mit lokal gespanntem Grundwasser abgesetzt. Ein weiteres Indiz hierfür ist das plötzliche Ansteigen des Pegels auf 1,80 m nach Beginn der Bohrarbeiten. Im weiteren Verlauf der Bohrarbeiten kommt es bei Pegel 2 zur Entspannung der lokalen Grundwassersituation und damit zum Ausgleich der Pegelstände. Bei Pegel 1 kann innerhalb von 450 Sekunden ein Ansteigen des Wasserspiegel um ca. 0,1 m erkannt werden. Danach verläuft der Pegel bis zum Zeitpunkt $t = 1880$ s konstant auf einem Wert von 2,40 m.

Bis zum Zeitpunkt $t = 1750$ s wurde die Pfahlbohrung trocken und mit einer Bohrschnecke durchgeführt. Erst danach wurde das Bohrloch mit Wasser gefüllt und ein Bohreimer eingesetzt. Zu diesem Zeitpunkt war die Unterkante der Verrohrung bei 10 m unter GOK und entsprach damit der Tiefe des zweiten Pegels. Die Voreilung der Verrohrung betrug 1,0 m. Ab dem Einsatz des Bohreimers kann ein

Absinken der Pegelstände beobachtet werden. Der stärkere Einfluß des Bohrens auf den Pegel 2 ist deutlich zu sehen. Der Einfluß auf den Pegel eins ist aufgrund seiner Entfernung von der Bohrlochsohle geringer.

4.5 Messungen beim Einsatz von Sand- und Kiespumpen in Berlin

4.5.1 Allgemeines

Zur Messung von Wasserdrücken während der Herstellung von Bohrpfählen mittels Sand- und Kiespumpen wurde ein Meßkonzept erarbeitet, mit dem die Wasserdrücke an der Bohrlochsohle, die bei der Förderung des Bodens entstehen, erfaßt werden können. Hierbei ist sowohl der Hub des Pumpenkolbens als auch das Herausheben des Pumpenkörpers aus dem Bohrloch von Interesse. Wesentliches Konzeptionsmerkmal war das Anbringen von vier Wasserdruckgebern innerhalb und außerhalb der eingesetzten Sand- und Kiespumpen. Durch die gewählte Anordnung der Aufnehmer konnten sie mit den Pumpen in das Bohrloch eingebracht werden. Die Positionierung der Aufnehmer mit einem Gestänge entfiel, da durch die Vorgabe, Wasserdruckmessungen in einer Tiefe von 25 m durchzuführen, der Einsatz eines Gestänges nicht realisierbar war.

4.5.2 Bohrpfahlherstellung

Für die Messungen wurden zwei unterschiedliche Sand- und Kiespumpen eingesetzt. Die Außendurchmesser betrugen 780 mm und 970 mm. Die verwendete Verrohrung hatte einen Innendurchmesser von 1100 mm. Für das Herausheben der Pumpenkörper aus dem Bohrloch lassen sich somit folgende Flächenverhältnisse errechnen.

Sand- und Kiespumpe Ø 780 mm:

$$A_{\text{Durchflußfläche}} = \frac{A_{\text{Rohr}} - A_{\text{Pumpe}}}{A_{\text{Rohr}}} \cdot 100\% = \frac{9503\text{cm}^2 - 4778\text{cm}^2}{9503\text{cm}^2} \cdot 100\% = 49,7 \%$$

Sand- und Kiespumpe \varnothing 970 mm:

$$A_{\text{Durchflußfläche}} = \frac{A_{\text{Rohr}} - A_{\text{Pumpe}}}{A_{\text{Rohr}}} \cdot 100\% = \frac{9503\text{cm}^2 - 7390\text{cm}^2}{9503\text{cm}^2} \cdot 100\% = 22,2 \%$$

Der anstehende Baugrund besteht aus überwiegend mitteldicht bis dicht gelagerten, gleichförmigen Fein- und Mittelsanden. Eingebettet zwischen den Sanden liegt ca. 28 m unter GOK eine 5 - 6 m mächtige Geschiebemergelschicht mit wechselnder Tiefenlage. Der Mergel besitzt eine halbfeste Konsistenz. Das Grundwasser steht ab ca. 4 m unter GOK an.

4.5.3 Durchführung der Messungen

Im folgenden werden die Aufgaben der Wasserdruckaufnehmer erklärt und ihre Lage beschrieben.

Aufnehmer A1: Der Wasserdruckaufnehmer A1 wurde mit Hilfe einer an der Sand- und Kiespumpe beweglich angebrachten Lanze in das Bohrloch eingebracht. Nach dem Ansaugvorgang wurde der Druckaufnehmer zeitverzögert mit der Lanze aus dem Bohrloch wieder herausgeführt. Durch die Führung des Druckaufnehmers an dem Gestänge konnten während des Ansaug- und Ablösevorgangs die Wasserdrücke direkt an der Bohrlochsohle gemessen werden.

Aufnehmer A2: Der Wasserdruckaufnehmer A2 wurde direkt am Gehäuse der Kies- und Sandpumpe mit Verbindung zum Inneren der Pumpe angebracht. Somit konnten Wasserdrücke innerhalb der Pumpe während des Ansaugvorgangs ermittelt werden.

Aufnehmer A3: Der Wasserdruckaufnehmer A3 war am Baggerseil befestigt. Damit wurde die Druckänderung über die Zeit beim Ziehen des Kolbens und der Pumpe ermittelt.

Aufnehmer A4: Der Druckaufnehmer A4 wurde durch ein Gestänge ca. 3 m unterhalb der Verrohrungsoberkante angebracht. Hiermit erfolgte die Messung des Wasserstandes im Bohrrohr während der Bohrarbeiten. Das Bild 4.18 zeigt den Versuchsaufbau.

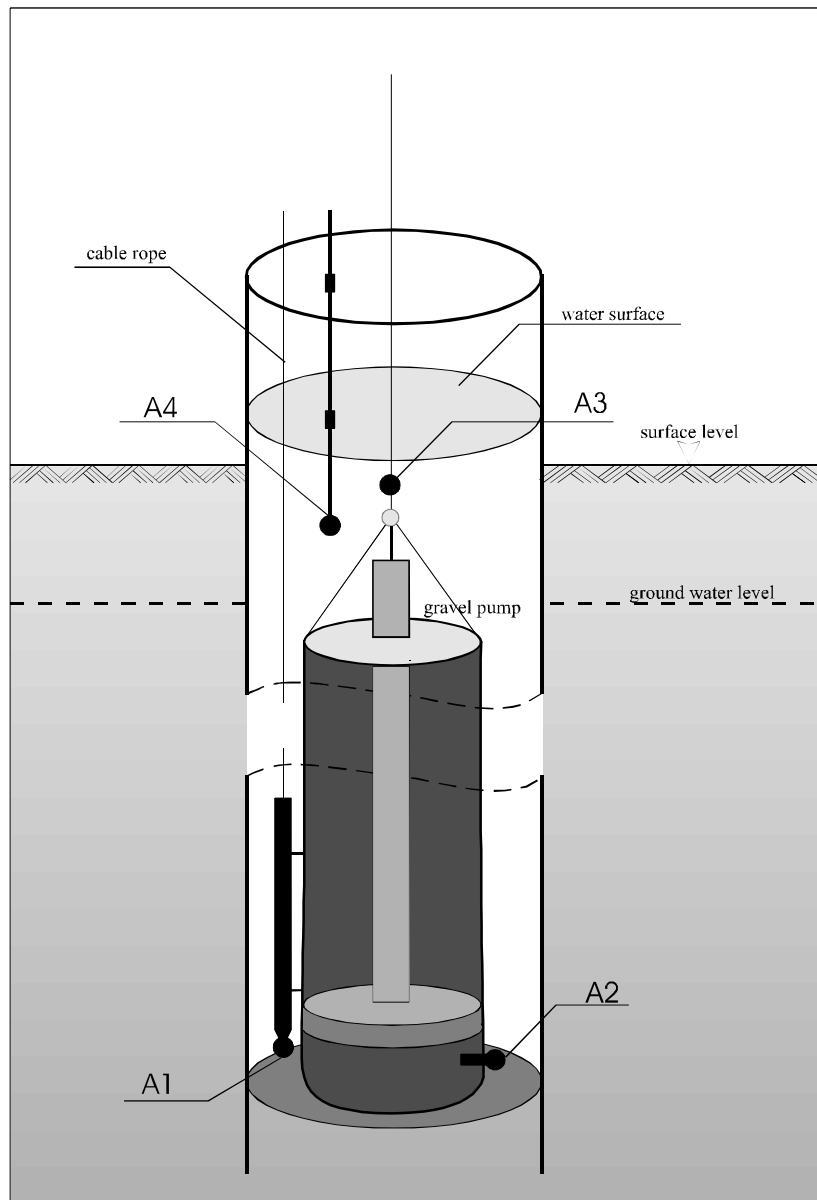


Figure 4

Bild 4.18: Schematische Darstellung der Meßgeberanordnung bei einer Sand- und Kiespumpe [ERNST, STAHLHUT 1997 a]

Die Messungen wurden beim Einsatz von zwei unterschiedlichen Sand- und Kiespumpen durchgeführt. Die erste Sand- und Kiespumpe hatte einen Außendurchmesser von 780 mm und einen Innendurchmesser von 600 mm. Bei der zweiten betrug der Außendurchmesser 970 mm und der Innendurchmesser 770 mm.

Konstruktionsbedingt konnte der Aufnehmer A2 an der kleineren Sand- und Kiespumpe nicht befestigt werden. Der Durchmesser der eingesetzten Verrohrung betrug 1180 mm. Insgesamt wurden sechs Messungen während der Pfahlherstellung ausgeführt, zwei davon während des Einsatzes der kleinen Sand- und Kiespumpe (\varnothing 780 mm) und vier während des Einsatzes der großen Sand- und Kiespumpe (\varnothing 970 mm). Bei allen Messungen wurden piezoresistive Wasserdruckaufnehmer verwendet. Die Aufnehmer waren jeweils mit einer Schutzkappe versehen, so daß Störungen aus von unten auftretendem Strömungsdruck vermieden wurden. Die Kappen sind Eigenentwicklungen des IGB-TUBS und wurden in Anströmversuchen getestet.

Bei den Messungen wurden zwei unabhängige Datenerfassungen installiert. Mit der Verwendung von zwei getrennten Meßwerterfassungssystemen sollte unter anderem untersucht werden, wie hoch der technische Aufwand sein muß, um aussagekräftige Meßwerte zu erhalten und zu reproduzieren [ERNST, STAHLHUT, 1997]. Zusätzlich zu der unter 4.1.2 beschriebenen Meßwerterfassung wurde hier eine Kombination aus analoger Datensicherung und PC gestützter Digitalisierung eingesetzt. Durch die so aufbereiteten Meßsignale konnte eine grafische Online-Darstellung der Wasserdruckverläufe realisiert werden. Anhand dieser Art der Darstellung konnte eine schnelle Überprüfung der Meßketten erfolgen und eventuellen Störungen unmittelbar entgegengewirkt werden. Ein wesentlicher Vorteil der Darstellung lag darin, daß die Arbeitsabläufe im Bohrloch in Echtzeit anschaulich gemacht werden konnten. Im folgenden werden die Meßsignale am Beispiel der Messung Nr. 6 erklärt. Die Darstellung der Meßwerte ist in Bild 4.19 gezeigt. Als Meßwerte werden die ermittelten absoluten Wasserdrücke über die Zeit dargestellt. Bei der Wasserdruckmessung wurde die Sand- und Kiespumpe mit dem Außendurchmesser von 970 mm eingesetzt. Die Bohrlochtiefe betrug ab GOK 19,80 m. Für ein besseres Verständnis wird die Messung in fünf Phasen eingeteilt.

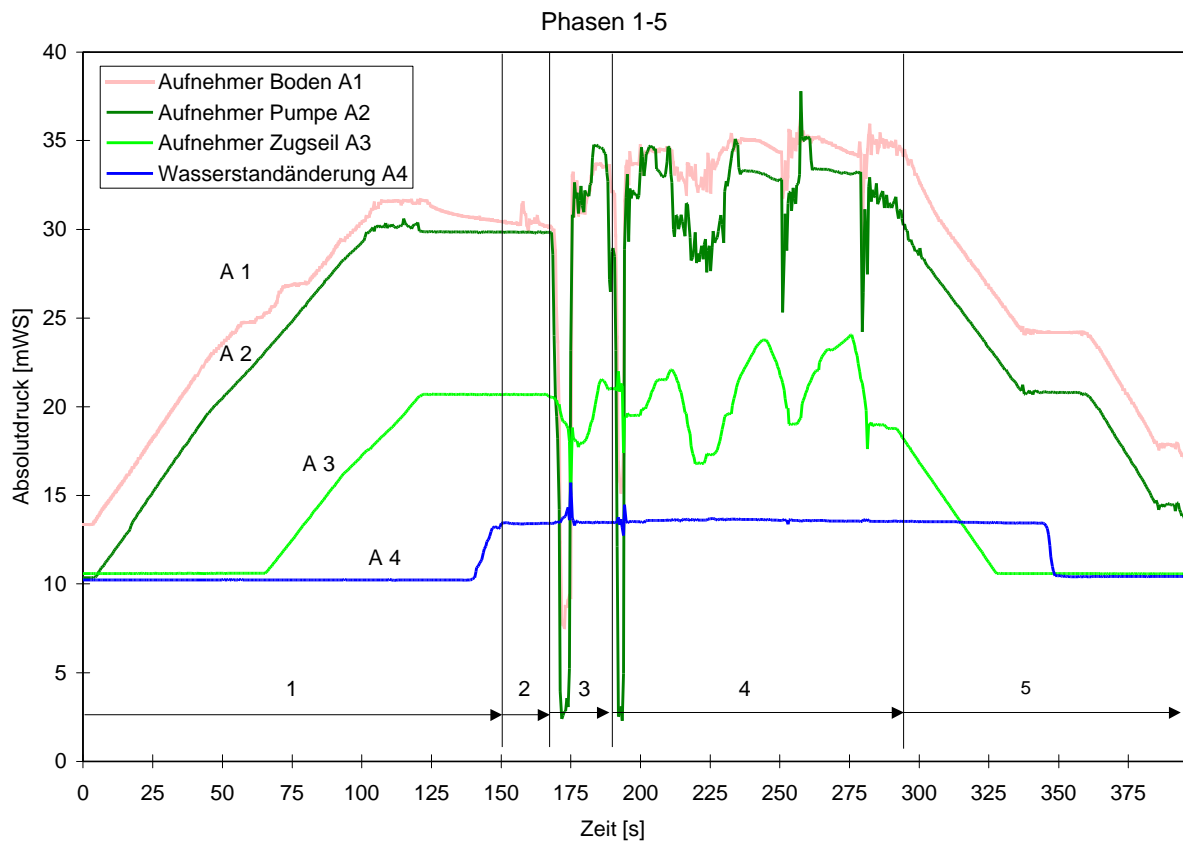


Bild 4.19: Messung Nr. 6 Sand- und Kiespumpen

Phase 1: Absetzen der Sand- und Kiespumpe in das Bohrloch

Zuerst taucht der Aufnehmer A1 in das Bohrloch ein. Bedingt durch die Aufnehmeranordnung erfolgt das Eintauchen des Aufnehmers A2 nach ca. 10 s. Im Zeitraum 10 - 110 s ist ein kontinuierliches Absenken der Pumpe in das Bohrloch zu erkennen. Im Gegensatz zu Aufnehmer A2 ist bei Aufnehmer A1 ein unruhigeres Absenkverhalten zu erkennen (nicht paralleler Verlauf von A1 und A2 während des Absenkvorgangs). Dies ist darauf zurückzuführen, daß der Aufnehmer A1 manuell per Zugseil an der Außenkante der Sand- und Kiespumpe in das Bohrloch nachgeführt wurde. Ab ca. 65 s taucht der am Baggerseil angebrachte Aufnehmer A3 ins Wasser ein. Zwischen 120 und 150 s wurde der Aufnehmer A4 vorbereitet und in das Bohrloch eingehängt.

Phase 2: Absetzen der Sand- und Kiespumpe

Phase 2 ist geprägt durch das Absetzen des Aufnehmers A1 auf der Bohrlochsohle. Deutlich sind bei ca. 160 s zwei Ausschläge in der Meßkurve von A1 zu beobachten. Diese entstehen durch das manuelle Nachführen des Aufnehmers. Durch das Nachführen konnte erreicht werden, daß sich vor Beginn des ersten Kolbenhubes der Aufnehmer A1 exakt oberhalb der Bohrlochsohle befand. Während der Positionierung von A1 war die Sand- und Kiespumpe in Ruhe. Dieses ist anhand der Werte von A2 und A3 leicht nachvollziehbar. Das Meßsignal von A4 zeigt, daß sich der Wasserstand im Bohrrrohr nicht verändert.

Phase 3: 1. Kolbenhub

An Aufnehmer A1 und A2 ist ab 169 s der Beginn des ersten Kolbenhubs zu erkennen. Dieser ist durch einen Wasserdruckabbau innerhalb weniger Sekunden gekennzeichnet. Innerhalb der Pumpe (Aufnehmer A2) ist ein größerer Druckabfall als außerhalb der Pumpe (Aufnehmer A1) zu beobachten. Nach ca. 7 s erfolgt ein Druckanstieg. Am Verlauf der Meßwerte des Aufnehmers A3 ist die Bewegung des Kolbens nach oben zu erkennen. Dadurch wird ein kurzzeitiger Anstieg des Wasserspiegels im Bohrrrohr hervorgerufen (Aufnehmer A4). Danach wurde keine weitere Wasserstandsänderung festgestellt. Ab 176 s ist der Wasserdruckausgleich beendet. Die darauffolgenden Ausschläge in der Meßkurve sind auf Stoßbewegungen der Sand- und Kiespumpe zurückzuführen.

Phase 4: 2. Kolbenhub

Der erste Kolbenhub in der Phase 4 ist im wesentlichen mit dem in der Phase 3 zu vergleichen. Die maximale Wasserdruckdifferenz außerhalb der Sand- und Kiespumpe und der Zeitraum der Wasserdruckänderung sind im Vergleich zur Phase 3 geringer. Ebenso ist ein kurzzeitiger Wasseranstieg mit anschließendem Ausgleich zu verzeichnen. Die im Zeitraum von 210 bis 280 s folgenden Kolbenbewegungen sind durch geringere Druckdifferenzen gekennzeichnet. Daraus folgt, daß die ersten Kolbenhübe die größten Wasserdruckdifferenzen erzeugen.

Phase 5: Herausheben der Sand- und Kiespumpe

Phase 5 ist gekennzeichnet durch das Abheben der Sand- und Kiespumpe von der Bohrlochsohle. Ab 340 s wird das Herausheben der Sand- und Kiespumpe kurzzeitig unterbrochen, um den Aufnehmer A4 aus dem Bohrloch zu entfernen.

4.5.4 Meßdaten

Insgesamt wurden 6 Messungen während der Pfahlherstellung ausgeführt, davon zwei während des Einsatzes der kleinen Pumpe und vier mit der großen Pumpe. In der Tabelle 4.3 sind die Messungen mit den maximalen Wasserdruckänderungen zusammengestellt. Leere Felder bedeuten, daß bei den jeweiligen Messungen dieser Aufnehmer nicht eingesetzt wurde.

Tabelle 4.3: Zusammenstellung der Meßergebnisse

Messung	Länge der Verrohrung	Wasserstand über GOK	Pumpe		Max Δ mWS			
			\varnothing 780 mm	\varnothing 970 mm	A1	A2	A3	A4
1	12,90	ca. 0,35	X		11,4			
2	12,90	ca. 0,35	X		14,2		2,8	0,4
3	12,90	ca. 0,35		X		11,9	3,5	0,2
4	24,90	ca. 2,50		X	24,0	27,8	4,0	0,7
5	24,90	ca. 2,50		X	22,6	27,3	5,2	0,9
6	24,90	ca. 2,50		X	23,7	27,9	5,5	0,3

An der Bohrlochsohle (A1) wurden 24 mWS als maximal auftretende Wasserdruckänderung gemessen. Als maximale Druckänderung in der Pumpe (A2) wurden 27,9 mWS ermittelt. Die angegebenen Werte sind jeweils beim ersten Kolbenhub der Messungen aufgetreten. Die Belastung für die Bohrlochsohle durch

das Ablösen und Herausheben der Pumpe ist im Vergleich zu den Belastungen durch die Kolbenhübe gering.

Vor und nach der Pfahlherstellung wurden Rammsondierungen mit einer Tiefe von 29 m ausgeführt. Der Ansatzpunkt der Sondierung Nr. 1 lag in der Mitte der Pfahlachse. Bei Sondierung Nr. 2 lag der Ansatzpunkt ca. 95 cm von der Pfahlachse entfernt. Aus Gründen des Bauablaufes konnte die Sondierung Nr. 2 erst nach Fertigstellung der Nachbarpfähle durchgeführt werden. Somit beinhaltet sie auch die Herstelleneinflüsse der Nachbarpfähle. Der Abstand der Pfahlachsen betrug 2,40 m. Die Sondierungen werden in Bild 4.20 dargestellt.

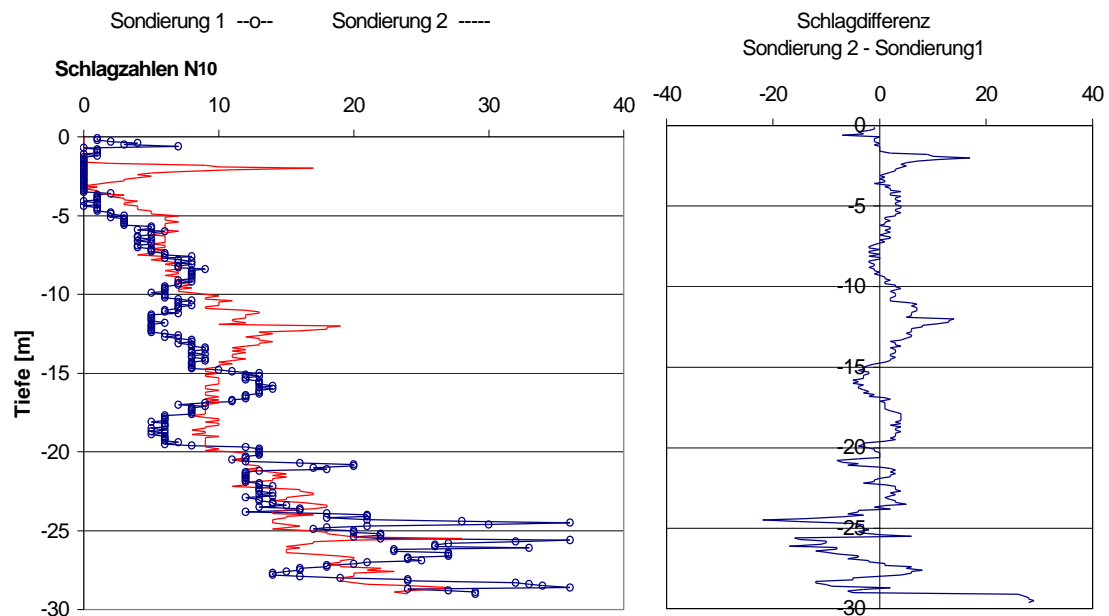


Bild 4.20: Rammsondierungen vor und nach der Pfahlherstellung

Beim Vergleich der Sondierungen sind im Bereich von -10 m bis -20 m deutliche Änderungen in den Schlagzahlen zu beobachten. Unter Berücksichtigung der vorliegenden Bohrprofile, die ab -10 m bis -15 m überwiegend Feinsande ausweisen, muß davon ausgegangen werden, daß es in diesem Bereich zu Umlagerungsvorgängen im Korngefüge gekommen ist. Deutlich ist eine Zone der Bodenverdichtung zu verzeichnen. In den darauffolgenden 5 m, die aus Mittelsanden

bestehen, liegen die Schlagzahlen der Sondierung 2 gleichbleibend bei 10 Schlägen pro 10 cm. Die Sondierung 1 weist hingegen in diesem Bereich starke Schwankungen von 5 - 14 Schlägen pro 10 cm auf. Somit besteht auch hier ein Einfluß der Bohrpfahlherstellung.

Obwohl kein direkter Bezug zu den durchgeführten Wasserdruckmessungen hergestellt werden kann, zeigen die Sondierungen, daß die Pfahlherstellung einen deutlichen Einfluß auf den anstehenden Boden hat. Besonders Feinsande neigen durch die Pfahlherstellung in erhöhtem Maß zu Umlagerungsvorgängen. Hier ist zwar eine dichtere Lagerung erzeugt worden, was für das Tragverhalten der Pfähle in dieser Schicht eher als positiv zu bewerten ist, jedoch kann diese nur durch eine Verringerung des Volumens der umgelagerten Sandschicht erreicht werden. Diese hat zur Folge, daß die darüber liegenden Schichten bereichsweise schädliche Setzungen erleiden.

4.6 Zeitlicher Verlauf von Wasserdruckdifferenzen

Prinzipiell treten beim Einsatz von Bohrwerkzeugen in einer mit Wasser gefüllten Verrohrung Wasserdruckdifferenzen auf. Anhand der durchgeführten in situ Wasserdruckmessungen ist es möglich, den zeitlichen Verlauf der Wasserdruckänderungen genauer zu beschreiben. Bei dem Einsatz von Bohreimern ist der Verlauf im wesentlichen durch zwei Ereignisse geprägt. Zum einen ist es das Lösen des Bohreimers von der Bohrlochsohle und zum anderen das Herausfördern aus dem Bohrloch. Die Maximalwerte wurden beim Lösen der Bohreimer von der Bohrlochsohle ermittelt. Nach dem Auftreten der Maximalwerte entsteht ein Druckausgleich bis auf eine annähernd konstante Druckdifferenz, die durch das gleichmäßige Fördern des Bohreimers erzeugt wird. Den Ereignissen können somit zeitliche Bereiche in den Meßkurven zugeordnet werden. In Bild 4.21 sind die Bereiche in einer Meßkurve eingetragen.

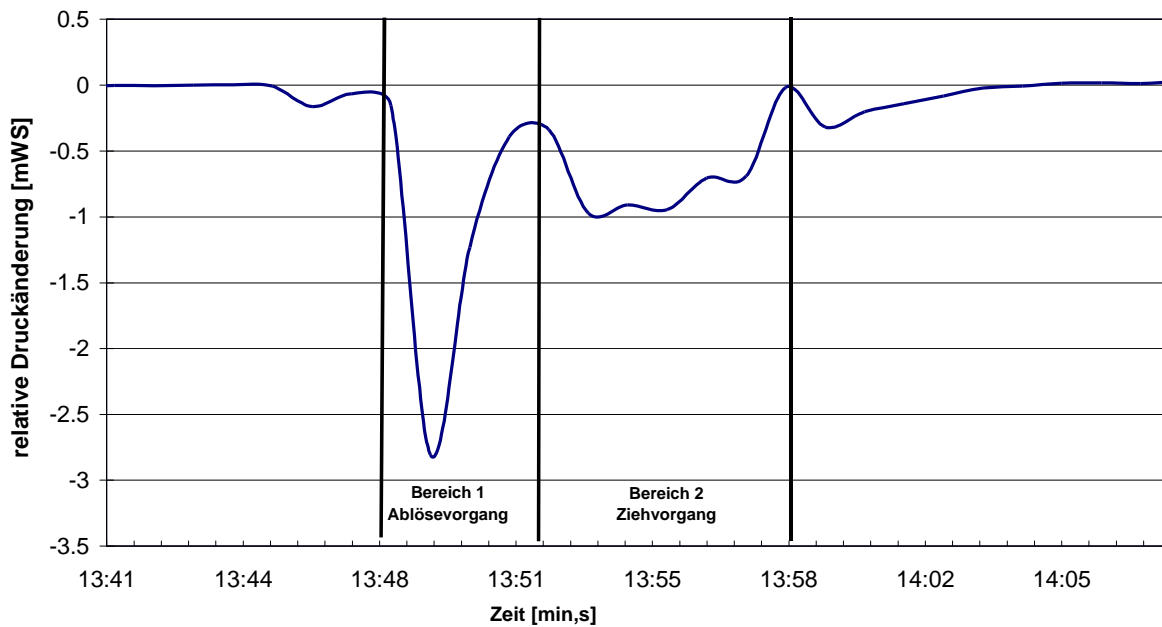


Bild 4.21: Bereichseinteilung des Wasserdruckverlaufs

Aus Bild 4.21 wird ersichtlich, daß die Bohrlochsohle während des Ablösevorganges (Bereich 1) einem großen Unterdruck ausgesetzt ist. Der Bereich 2, das Herausziehen des Bohreimers, ist in seiner zeitlichen Ausdehnung länger und abhängig von der Geschwindigkeit und dem zurückzulegenden Weg. Die in den Versuchen ermittelten Wasserdruckdifferenzen lagen in der Regel unterhalb der Werte des Bereiches 1. In Tabelle 4.4 sind für die an Bohreimern durchgeführten Wasserdruckmessungen die Bereiche mit ihrer zeitlichen Ausdehnung zusammengefaßt.

Tabelle 4.4: Zeitlicher Verlauf, Bohreimer

Messung	Wasserdruck- differenz [mWS]	Bereich 1 [s]	Wasserdruck- differenz [mWS]	Bereich 2 [s]	Ziehgeschwindig- keit [m/s]
Bohreimer Ø 650 mm					
1	1,8	3	1,2	4	0,4
2	0,6	5	0,3	5	0,2
3	0,8	9	0,3	6	0,5
4	0,9	4	0,5	7	0,2
Bohreimer Ø 780 mm					
5	-	-	-	-	-
6	3,7	5	0,4	6	0,3
7	5,2	3	0,8	6	0,5
8	1,2	10	0,3	6	0,5
9	2,5	4	1,0	5	0,3
10	2,5	3	0,6	6	0,5
11	2,1	4	0,5	8	0,4
12	3,0	4	0,9	7	0,4
13	1,0	13	0,1	7	0,4
14	1,0	5	0,5	7	0,4
Bohreimer Ø 500 mm					
2	Keine Wasserdruckdifferenzen ermittelt				0,3
3					0,3
Bohreimer Ø 754 mm					
1	-	-	1,6	6	0,3
4	1,5	4	-	-	0,3

Im Gegensatz zu Bohreimern entsteht bei dem Einsatz von Sand- und Kiespumpen die größte Belastung bei dem ersten Kolbenhub (siehe Bild 4.19 Phase 3). Die erheblichen Unterdrücke, die dabei aufgebaut werden, wirken mitunter über einen Zeitraum von mehreren Sekunden. Das Abheben der Sand- und Kiespumpe von der Bohrlochsohle, vergleichbar mit dem Bereich 2 bei einem Bohreimer-Einsatz, spielt

nur eine untergeordnete Rolle. In der Tabelle 4.5 sind für die ersten Kolbenhübe die Zeiträume der Belastungen angegeben.

Tabelle 4.5: Zeitlicher Verlauf, Sand- und Kiespumpe

Messung	Max Δ mWS		Belastungsdauer [s]
	A1	A2	
Ø 780 mm			
1	11,4	-	10
2	14,2	-	11
Ø 970 mm			
3		11,9	5
4	24,0	27,8	28
5	22,6	27,3	7
6	23,7	27,9	5

Auch hier zeigt sich, daß über einen längeren Zeitraum ein Unterdruck auf die Bohrlochsohle wirkt. Im Extremfall, wenn sich die Pumpe an der Bohrlochsohle "festgesaugt hat", wurde ein Zeitraum von 20 - 30 Sekunden bei den Messungen nachgewiesen.

4.7 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

Insgesamt wurden vom Verfasser auf drei Baustellen 24 Wasserdruckmessungen bei der Herstellung von verrohrten Bohrpfählen durchgeführt. Davon fallen 18 Messungen auf den Einsatz von Bohreimern und 6 auf den Einsatz von Sand- und Kiespumpen. Die Messungen wurden in unterschiedlichen Tiefen und mit variierenden Ziehgeschwindigkeiten zwischen 0,2 bis 0,5 m/s ausgeführt. Die angegebenen Ziehgeschwindigkeiten liegen im unteren Leistungsbereich heutiger Seilbagger. Die Durchmesser der Bohrwerkzeuge lagen zwischen 500 mm bis 970 mm. Die anstehenden Böden bestanden überwiegend aus Sanden in lockerer bis dichter Lagerung. In Tabelle 4.6 sind die Durchmesser, Flächenverhältnisse sowie die Maximalwerte der gemessenen Wasserdruckdifferenzen an der Bohrlochsohle zusammengefaßt.

Tabelle 4.6: Zusammenfassung der Flächenverhältnisse und Maximalwerte der Druckdifferenz

Bohrwerkzeug	Bohrrohr	Flächenverhältnis	Max. Δ mWS
Bohreimer			
Ø 500 mm	800 mm	62,5 %	-
Ø 650 mm	800 mm	41,3 %	1,8
Ø 754 mm	800 mm	14,2 %	1,6
Ø 780 mm	800 mm	17,5 %	5,2
Sand- und Kiespumpen			
Ø 780 mm	1100 mm	49,7 %	14,2
Ø 970 mm	1100 mm	22,2 %	23,7

Anhand der gewonnen Daten kann eine differenzierte Aussage über den Verlauf der Wasserdruckänderungen im Bohrrohr gemacht werden. Somit können für die entscheidenden Arbeitsabläufe, das Lösen und Fördern des Bohrwerkzeuges, quantitative Aussagen über die Größe und zeitliche Ausdehnung des Wasserdrucks getroffen werden.

Beim Vergleich der Darstellung des Verlaufs des Wasserdrucks aus [HARTUNG, 1994] mit den eigenen ermittelten Verläufen wird deutlich, das die Darstellung von HARTUNG sehr vereinfacht ist und das Ablösen des Bohrwerkzeuges nicht berücksichtigt. Wie aus den Versuchsergebnissen ersichtlich ist, erzeugt das Lösen des Bohrwerkzeuges schon bei geringen Ziehgeschwindigkeiten Unterdrücke, die den von HARTUNG ermittelten maximalen Wert übersteigen. Auch die Aussage, daß sich während des Ziehvorgangs bei gleichbleibender Ziehgeschwindigkeit ein konstanter Wasserunterdruck einstellt, kann nicht bestätigt werden. Vielmehr unterliegt der Wasserunterdruck auf der Bohrlochsohle Schwankungen, die durch die eingesetzte Gerätetechnik hervorgerufen werden.

Weiterhin konnte gezeigt werden, daß es schon bei geringen Wasserunterdrücken zu hydraulischen Grundbrüchen und damit zu erheblichen Einspülungen von Boden in das Bohrrrohr kommen kann.

Aus dem Vergleich aller durchgeführten Sondierungen kann geschlossen werden, daß auffällige Änderungen der Lagerungsdichte auf Grund der Bohrpfahlherstellung erkannt werden können. Hierbei treten Umlagerungen in lockere und dichtere Lagerung auf. Durch die zeitliche Reihenfolge der Rammsondierungen können die Einflüsse der Bohrwerkzeuge und der Verrohrung differenzierter betrachtet werden. Eine Zuordnung der Verantwortlichkeit für die Änderungen der Lagerungsdichte auf die Bohrwerkzeuge oder Verrohrung kann jedoch nicht eindeutig durchgeführt werden.

5 Untersuchung der Strömungsverhältnisse beim Ziehvorgang

5.1 Allgemeines

Bei den in situ Versuchen wurden Wasserdruckdifferenzen aufgezeichnet (Kapitel 4). Aufgrund der beengten Platzverhältnisse sowie der hohen mechanischen Belastungen, welche die handelsüblichen Geber beschädigt hätten, konnten die Strömungen innerhalb des Bohrrohrs und des Boden nicht erfaßt werden. Neben der Gefahr der Zerstörung durch die Bewegungen des Bohreimers war eine korrekte Angabe der Strömungen auf Grund des Wasser-Sand-Gemisches nahe der Bohrlochsohle nicht sichergestellt. Für eine Beurteilung der Strömungsverhältnisse wird daher eine Abschätzung durchgeführt.

5.2 Abschätzung der Strömungsverhältnisse

Anhand einer vereinfachten Berechnung wird untersucht, welche Art von Strömung beim Ziehen von Bohrwerkzeugen vorliegt. Grundsätzlich wird zwischen laminarer und turbulenter Strömung unterschieden. Der Unterschied der Strömungsarten ergibt sich aus dem Verlauf der Wasserteilchenbahnen. Bei einer laminaren Strömung sind die Bahnen der Wasserteilchen geordnet, während sie im turbulenten Fall einer

regellosen Bewegung gehorchen. Der Übergang zwischen den Strömungsarten wird durch die kritische Reynolds-Zahl angegeben. Die Reynolds-Zahl wird nach folgender Gleichung berechnet:

$$Re = \frac{d_h \cdot v}{\nu} \quad [5.1]$$

mit

d_h = hydraulischer Radius [m]

v = Strömungsgeschwindigkeit [m/s]

ν = kinematische Zähigkeit [m²/s]

Die kritische Reynolds-Zahl ($Re_{krit.}$) ist für Rohrströmungen und Strömungen im Boden unterschiedlich. Für Bodenströmungen wird in der Literatur ein Wert von $Re_{krit.} = 1 - 10$ angegeben, bei Rohrströmungen ist $Re_{krit.} = 2320$.

Der hydraulische Radius (d_h) im Boden wird durch die mittlere Korngröße bestimmt. Als charakteristischen Wert für die bei den in situ Versuchen angetroffenen Sanden wird ein Wert von $d_h = 0,0004$ m angenommen. Der hydraulische Radius für die Rohrströmung bestimmt sich für nicht kreisförmige Querschnitte über folgende Gleichung.

$$D_h = \frac{4 \cdot A}{U} \quad [5.2]$$

mit:

A = Durchflußfläche

U = Berandung der Durchflußfläche

Für die Durchflußfläche gilt:

$$A = \frac{p \cdot (D_{Rohr}^2 - D_{Bohrwerkzeug}^2)}{4} + \frac{p \cdot D_{Nachsaugrohr}^2}{4} \quad [5.3]$$

Die Berandung U wird wie folgt ermittelt:

$$U = \pi \cdot (D_{\text{Rohr}} + D_{\text{Bohrwerkzeug}} + D_{\text{Nachsaugrohr}}) \quad [5.4]$$

Zur weiteren Berechnung von Re_{krit} folgt eine Abschätzung der Fließgeschwindigkeiten. Für den Fall der Rohrströmung ergibt sie sich aus der Annahme, daß sich an der Wandung des Bohreimers mindestens eine Relativgeschwindigkeit von der Größe der Ziehgeschwindigkeit ergibt. Überlagert wird diese durch die Geschwindigkeit, die sich aus der Kontinuitätsbedingung ableitet. Beim Einsatz von Sand- und Kiespumpen ist allein dieser Geschwindigkeitsanteil maßgebend, da der Pumpenkörper auf der Bohrlochsohle verbleibt.

Die für die Berechnung notwendige Durchflußmenge wird durch die Multiplikation der Grundfläche des Bohrwerkzeuges mit der Ziehgeschwindigkeit ermittelt (freiwerdendes Volumen ΔV). Das ermittelte ΔV wird zusätzlich aufgeteilt in ein Volumen, das aus der Bodenströmung (Q_{Boden}) und der Wasserströmung durch den Ringspalt ($Q_{\text{Ringspalt+Nachsaugrohr}}$) gedeckt wird (vergleiche 2.4.2.1). Für die Aufteilung der Durchflußmenge Q ist folgender Ansatz gewählt wurden:

$$\text{Bohreimerbetrieb: } Q_{\text{Boden}} = 1/6 \cdot \Delta V \quad Q_{\text{Ringspalt+Nachsaugrohr}} = 5/6 \cdot \Delta V$$

$$\text{Pumpenbetrieb: } Q_{\text{Boden}} = 2/3 \cdot \Delta V \quad Q_{\text{Ringspalt}} = 1/3 \cdot \Delta V$$

Mit den gewählten Ansätzen ergibt sich die Durchflußgeschwindigkeit im Bohrrohr zu

$$v_{\text{Ringspalt/Nachsaugrohr}} = v_{\text{Ziehgeschw.}} + (Q_{\text{Ringspalt+Nachsaugrohr}} / A) \quad [5.5]$$

Für den Pumpenbetrieb wird der Geschwindigkeitsanteil $v_{\text{Ziehgeschw.}}$ nicht berücksichtigt.

Die Fließgeschwindigkeit im Boden ergibt sich unter Berücksichtigung des effektiven Porenanteils n zu:

$$v_{\text{Poren}} = (Q_{\text{Boden}} \cdot n) / A_{\text{Bohrrohr}} \quad [5.5]$$

Für die folgende Berechnung der Reynolds-Zahl werden Daten aus den in situ Messungen zugrundegelegt. Als Ziehgeschwindigkeit wird $v = 0,3 \text{ m/s}$ angesetzt.

Reynolds-Zahl für den Bohreimerbetrieb:

Rohrströmung

$$\Delta V = 0,3 \cdot 0,78 \cdot \pi/4 = 0,143 \text{ [m}^3/\text{s]}$$

$$Q_{\text{Ringspalt}} = 5/6 \cdot 0,143 = 0,119 \text{ [m}^3/\text{s]}$$

$$Q_{\text{Boden}} = 1/6 \cdot 0,143 = 0,024 \text{ [m}^3/\text{s]}$$

$$A = (0,80^2 - 0,743^2) \cdot \pi/4 + 0,155^2 \cdot \pi/4 = 0,088 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$U = \pi \cdot (0,80 + 0,743 + 0,155) = 5,334 \text{ [m]}$$

$$d_h = 4 \cdot 0,088 / 5,334 = 0,066 \text{ [m]}$$

$$v_{\text{Ringspalt}} = 0,3 + 0,119 / 0,088 = 1,652 \text{ [m/s]}$$

$$\Rightarrow Re = 0,066 \cdot 1,652 / 1,5 \text{ E-6} = 72688 > 2320 = Re_{\text{krit}}$$

Bodenströmung

$$v_{\text{Boden}} = 0,024 \cdot 0,4 / (0,80^2 \cdot \pi/4) = 0,019 \text{ [m/s]}$$

$$\Rightarrow Re = 0,019 \cdot 0,0004 / 1,5 \text{ E-6} = 3,173$$

Entsprechend der Berechnung für den Bohreimerbetrieb wurde die Reynolds-Zahl für den Pumpenbetrieb mit folgendem Ergebnis ermittelt:

Rohrströmung: $Re = 17160 > 2320 = Re_{krit}$

Bodenströmung: $Re = 4,32$

Aus der durchgeführten Abschätzung ergibt sich, daß sich unter den gewählten Annahmen beim Einsatz von Bohrwerkzeugen turbulente Strömungsvorgänge ausbilden. Dieses gilt sowohl für die Strömungen im Bohrröhr als auch für Strömungen im Boden.

Aus der Abschätzung der Strömungsvorgänge folgt, daß bei einer numerischen Modellrechnung nichtlineare und turbulente Berechnungsansätze zu wählen sind. Berechnungen nach stationären und laminaren Rechenansätzen führen nicht zu einem realistischen Ergebnis. Derartige Berechnungen können lediglich zur groben Orientierung dienen.

Die Berechnung dreidimensionaler Fluidbewegungen kann mit der Finite-Element-Methode durchgeführt werden. Beispiele sind hierfür hydrodynamische Analysen aus der Verfahrenstechnik oder dem Flugzeugbau. Hier kann auf einen Erfahrungsschatz zurückgegriffen werden. Der Nachteil der hydrodynamischen Ansätze bei einer Anwendung auf das vorliegende Problem ist eine fehlende strukturmechanische Analyse des Bodens. Dafür wäre ein Element notwendig, das sowohl eine Strömung als auch eine Festkörperverformung abbilden kann. Somit kann ein Bodeneintrieb durch das Versagen des Bodens infolge der Strömung nicht direkt abgebildet werden.

Um das Verhalten des Bodens zu erfassen muß eine gekoppelte Berechnung durchgeführt werden. Hierzu ist eine getrennte Analyse der Rohr- und Bodenströmung erforderlich. Die Ergebnisse aus der Berechnung der Rohrströmung dienen dann als Eingangswerte für die Berechnung der Bodenströmung. Die Folge der getrennten Berechnung ist eine aufwendige Formulierung der Übergangsbedingungen an der Bohrlochsohle.

Für eine Berücksichtigung nichtlinearer Strömungsverhältnisse im Boden stehen derzeit keine ausreichenden Berechnungsansätze zur Verfügung. Es gibt zwar einzelne Berechnungen dieser Art, aber auf einen weit verbreiteten Erfahrungsschatz kann nicht zurückgegriffen werden [Bokern, 1998].

6 Modellversuche

6.1 Allgemeines

Modelle dienen als wissenschaftliche Grundlage und stellen ein unverzichtbares Hilfsmittel zur Untersuchung von Problemstellungen dar. In der Regel wird zwischen mathematischen, numerischen und physikalischen Modellen unterschieden. Die folgenden Untersuchungen wurden mit Versuchsständen durchgeführt, und zählen damit zu den physikalischen Modellen. Sie sind definiert als eine vereinfachte und verkleinerte Nachbildung der zu untersuchenden Gegenstände und Vorgänge.

Bei der Übertragung von Ergebnissen aus Modellversuchen in die Natur müssen bestimmte Randbedingungen berücksichtigt werden. Für eine sinnvolle Übertragung der Modellergebnisse muß das verwendete Modell eine Ähnlichkeit mit den zu untersuchenden Vorgängen und den vorherrschenden Randbedingungen besitzen. Bei der Verwendung der Ähnlichkeitsmechanik wird daher eine Ähnlichkeit nicht nur in Hinsicht auf die Geometrie, sondern auch in Hinsicht auf die kinematischen und dynamischen Verhältnisse gefordert. Erst wenn die Forderungen nach Ähnlichkeit erfüllt bzw. sinnvoll beschrieben werden können, kann eine Übertragung der Versuchsergebnisse in die Natur durchgeführt werden. Erfüllt ein Modell die Anforderungen aus der Ähnlichkeitsmechanik nicht, wird von unähnlichen Modellen, die sich für die qualitative Beschreibung von Vorgängen in der Natur eignen, gesprochen.

6.1.1 Geometrische Ähnlichkeit

Geometrische Ähnlichkeit bedeutet, daß alle Längengrößen in situ (L_n) und im Modell (L_m) zueinander in einem konstanten Verhältnis stehen, das als Maßstabszahl bezeichnet wird. Unter der Annahme, daß im Modell eine Strecke von 10 cm in situ

einer Strecke von 1 m entspricht, würde das in den nachfolgende Modellversuchen eingesetzte Bohrröhr in der Natur einen Innendurchmesser von 1,9 m und eine Länge von 20 m besitzen. Diese Werte liegen im Bereich der heutigen Anwendungen.

Die Maßstabszahl N_L beträgt somit: $N_L = L_n / L_m = 1,0 \text{ m} / 0,1 \text{ m} = 10$ [6.1]

Der Modellmaßstab bildet den Kehrwert der Maßstabszahl und beträgt $1 / N_L = 1 / 10$. Entsprechend gilt für das Flächenverhältnis (N_A) und Volumen-verhältnis (N_V):

$$N_A = N_n^2 = \frac{L_n^2}{L_m^2} = 100 \quad [6.2]$$

$$N_V = N_n^3 = \frac{L_n^3}{L_m^3} = 1000 \quad [6.3]$$

Geometrische Ähnlichkeiten sind unverzerrt, d.h. die Maßstabszahl in horizontaler und vertikaler Richtung ist gleich.

6.1.2 Kinematische Ähnlichkeit

Die kinematische Ähnlichkeit ist der geometrischen Ähnlichkeit übergeordnet. Hierbei ist gefordert, daß Partikel in einem Strömungsfeld in situ und im Modell sich ähnlich bewegen. Das bedeutet, daß sämtliche Zeitintervalle in situ (t_n) und im Modell (t_m), in denen geometrische ähnliche Stecken zurückgelegt werden, in einem konstanten Verhältnis zueinander stehen müssen. Wie bereits beschrieben, sind 10 cm im Modell gleichbedeutend mit 1 m in situ und bilden somit geometrisch ähnliche Strecken. Wird vorausgesetzt, daß ein bewegtes Teilchen (Wasser sowie Bohrer) die gleiche Zeit benötigt, um diese Strecke zu überwinden ($t_n = t_m$) so ergibt sich die kinematische Verhältniszahl zu:

$$N_t = t_n / t_m = 1 \quad [6.4]$$

Entsprechend gilt für das Verhältnis der Geschwindigkeiten N_v und der Beschleunigung N_b :

$$N_v = \frac{v_n}{v_m} = \frac{N_L}{N_t} = \frac{10}{1,0} = 10 \quad [6.5]$$

$$N_b = \frac{b_n}{b_m} = \frac{N_L}{N_t^2} = \frac{10}{1,0^2} = 10 \quad [6.6]$$

6.1.3 Dynamische Ähnlichkeit

Die dynamische Ähnlichkeit ist der geometrischen und kinematischen Ähnlichkeit übergeordnet und beschreibt die Ähnlichkeit der im Modell und in situ wirkenden Kräfte. Sie hängt u.a. sehr stark von Flüssigkeitseigenschaften ab. Die volle dynamische Ähnlichkeit zwischen Modell und in situ erfordert, daß die Verhältnisse aller Kraftvektoren (u.a. Trägheitskräfte, Schwerkraft, Reibungskräfte und Druckkräfte) in beiden Systemen gleich sein müssen.

Eine volle dynamische Ähnlichkeit ist praktisch nicht erreichbar. Schon die Tatsache, daß sowohl in situ wie auch im Versuchsstand Wasser als Flüssigkeit vorhanden ist, schließt eine solche Ähnlichkeit aus.

Modellgesetze stellen eine Lösung zum Erzielen einer angenäherten dynamischen Ähnlichkeit dar. Dabei werden zumeist nur die vorherrschenden Kräftearten berücksichtigt, während alle anderen Kräfte vernachlässigt werden. Die aus der Vernachlässigung entstehenden Fehler werden als Maßstabseffekte bezeichnet.

Aufgrund der Vielfalt der auftretenden Problemstellungen kann unter dem Oberbegriff der Ähnlichkeitsgesetze eine Vielzahl von unterschiedlichen Gesetzmäßigkeiten gefunden werden. Diese sind in Abhängigkeit von den jeweiligen vorherrschenden hydraulischen Eigenschaften speziell anzuwenden. Die Genauigkeit der damit ermittelten Verhältniszahlen ist stark von der Anwendbarkeit des gewählten Ähnlichkeitsgesetzes abhängig.

Für die durchgeführten Versuche kann das Froudesche Ähnlichkeitsgesetz angewendet werden. Es wird oft bei der Simulation von hydraulisch rauen Rohrströmungen eingesetzt und berücksichtigt hauptsächlich die Trägheitskräfte und die Schwerkraft. Sie haben auch bei der Betrachtung der Bohrpfahlherstellung einen großen Einfluß, da die in der gesamten Verrohrung herrschenden kurzzeitigen hohen Unterdrücke auf der Massenträgheit der Wasserteilchen bei der Bohreimerbeschleunigung basieren.

Bei der Durchführung der Modellversuche stand in erster Linie die qualitative Beschreibung der Vorgänge im Vordergrund. Auf eine quantitative Aussage bezüglich auftretender in situ Größen wurde verzichtet.

6.2 Ziehversuche im Versuchsbehälter mit Boden

6.2.1 Allgemeines

Die in situ Versuche aus Kapitel 4 (Messungen bei der Bohrpfahlherstellung) zeigten, daß der meßtechnische Aufwand zur Ermittlung der hydraulischen Vorgänge in einem Bohrrrohr mit einem hohen technischen und finanziellen Aufwand verbunden ist, so daß eine Ausdehnung der Messung unter Zuhilfenahme von Erddruckkissen und Porenwasserdruckgebern in den Baugrund nicht durchgeführt werden konnte. Um dennoch qualitative Aussagen über die Zusammenhänge zwischen hydraulischen Vorgängen in der Verrohrung und den Auswirkungen auf den umgebenden Baugrund treffen zu können, wurden Modellversuche entwickelt und durchgeführt. Für die Simulation des Abhebens eines Bohreimes von der Bohrlochsohle wurde daher der im folgenden beschriebene Versuchstand eingerichtet.

6.2.2 Beschreibung und Aufbau des Versuchstandes

Der Versuchstand besteht im wesentlichen aus zwei zylindrischen Behältern, die im Boden einen Ablauf besitzen. Die Abläufe können jeweils mit einem Drehverschluß (V_1 und V_2) geöffnet und verschlossen werden. Um zu verhindern, daß beim Öffnen

der Drehverschlüsse der eingebaute Sand aus den Behältern fließt, ist in der Sohle der Behälter eine Filterschicht aus Kies mit darüberliegendem Geotextil eingebaut. Die Abläufe sind an einem Abflußrohr angeschlossen, das durch einen weiteren Drehverschluß (V_3) den Abwasserstrom sperren oder freigeben kann. Das Abflußrohr mündet in einen Sammelschacht, der durch eine Tauchpumpe (P) in das Abwassernetz entleert werden kann. Während der linke Behälter zur Zwischenlagerung des benötigten Bodens dient, wurden im rechten Behälter die Versuchsreihen durchgeführt. Für die Umfüllarbeiten wurde eine Feststoffpumpe verwendet, die mit Hilfe eines Krans in den Vorratsbehälter abgesenkt wurde. Über eine Schlauchverbindung wurde das Wasser-Sand-Gemisch in den Versuchstand gepumpt. In den Versuchstand läßt sich somit ein ungestörter, locker bis dicht gelagerter Sandboden einbauen sowie ein beliebiger Grundwasserstand simulieren. In Bild 6.1 ist der Versuchsstand schematisch dargestellt.

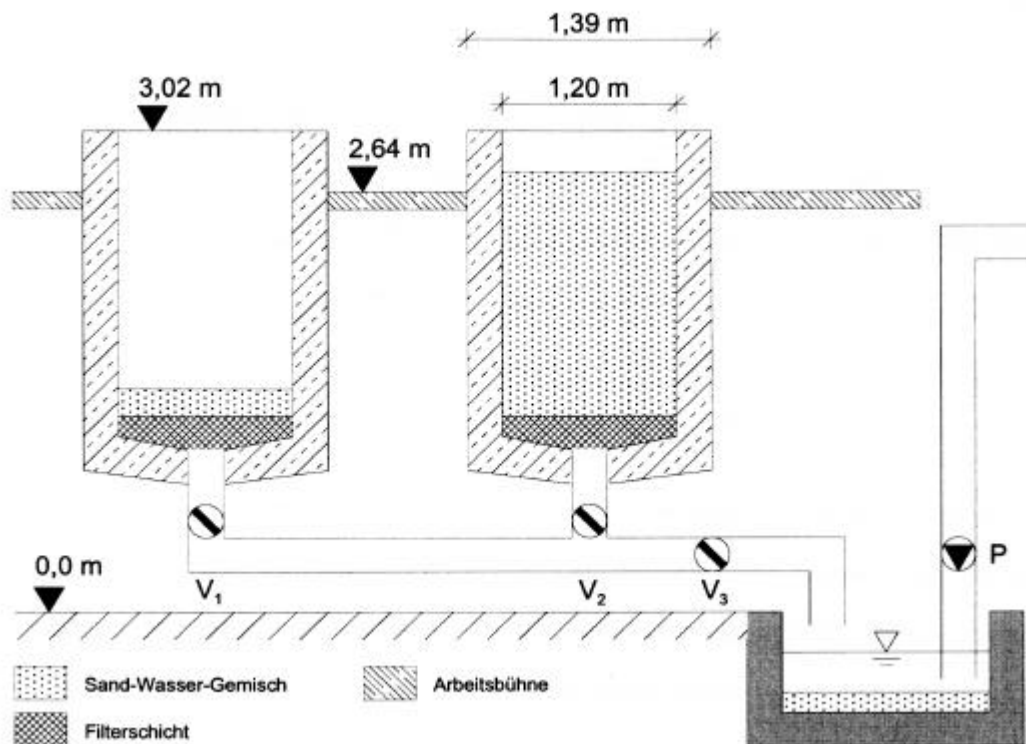


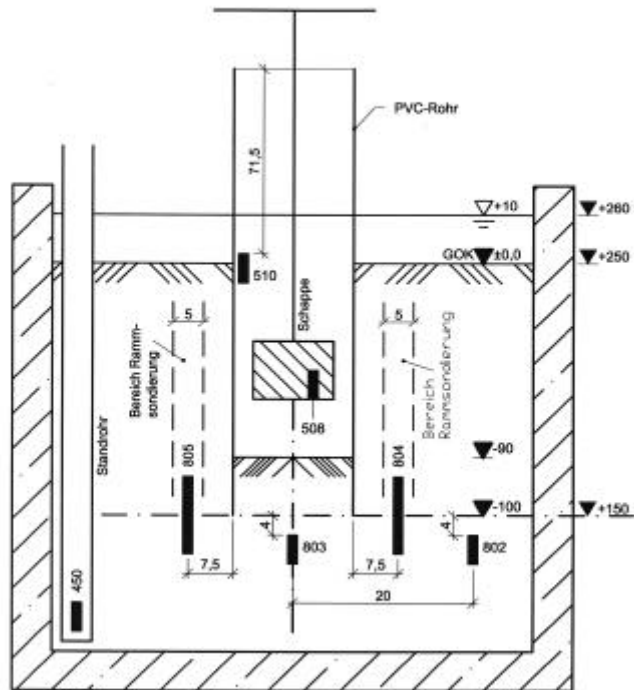
Bild 6.1: Versuchsstand

Innerhalb des Versuchbehälters wurden Erdruck- und Wasserdruckgeber eingesetzt, um die Auswirkungen des simulierten Abhebens eines Bohreimers von der Bohrlochsohle aufzuzeichnen. In Bild 6.2 ist exemplarisch ein Versuchaufbau mit der Anordnung der eingesetzten Meßwertgeber dargestellt.

Als Herausforderung erwies sich die Herstellung eines geeigneten Bohrlochs, in dem der Ziehvorgang mit einem Bohreimer simuliert werden konnte. Es mußte groß genug sein, um sowohl den Bohreimer, wie auch die Wasserdruckgeber aufzunehmen. Als Maßnahme hierfür wurde ein PVC-Rohr mit einem Durchmesser von 20 cm gewählt, das als Verrohrung diente. Aufgrund der hohen Eindringwiderstände aus Mantelreibung und Spitzendruck, die nicht gerätetechnisch auf die Verrohrung aufgebracht werden konnten, wurde auf eine der Natur entsprechende Einbringung der Modellverrohrung verzichtet. Das vorrangige Ziel der Versuche war die Untersuchung einzelner Parameter und deren Auswirkung auf die Entstehung eines hydraulischen Grundbruchs innerhalb der Verrohrung. Für die Versuche wurde daher die Verrohrung in den Behälter eingehängt und mit einem Wasser-Sand-Gemisch umspült.

Zur Durchführung der Versuche wurde ein industrieller Quarzsand verwendet, der als ein enggestufter Grobsand, schwach mittelsandig, mit guter bis sehr guter Verdichtbarkeit einzustufen ist.

Ansicht



Grundriß

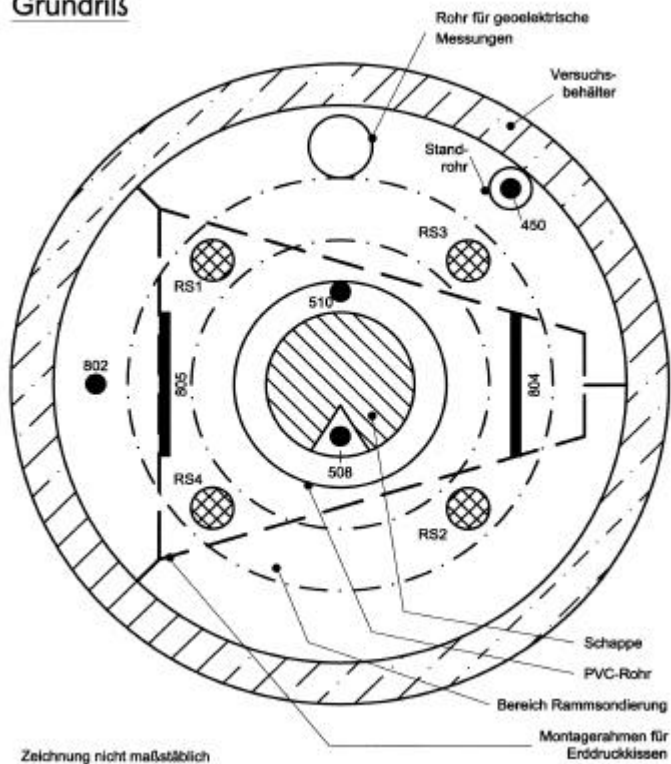


Bild 6.2: Position und Anordnung der Meßaufnehmer

6.2.3 Sand- und Meßwertgebereinbau

Um alle Versuche und deren Ergebnisse untereinander vergleichen zu können, ist ein einheitlicher Versuchsaufbau erforderlich. Das heißt, die Lage der Meßwertgeber und der Verrohrung sowie das Einbauverfahren des Sandes war für alle Versuche gleich. Die Positionierung der Meßwertgeber wurde durch das Anbringen von Stützpunkten und Montagerahmen in und am Behälter gewährleistet.

Der Einbau des Sandes erfolgte in zwei Schritten. Zuerst wurde der Sand bis in eine Höhe von 1,15 m in den Behälter eingefüllt und verdichtet. Anschließend wurde der Montagerahmen für die Erddruck- und Porenwasserdruckgeber im Behälter angebracht und die Meßwertgeber an ihre vorgegebenen Positionen arretiert. Nachfolgend wurde der Sand auf eine zu wählende Sollhöhe aufgefüllt und das PVC-Rohr zusammen mit dem Bohreimer in den Behälter eingehängt. Die eingestellte Sollhöhe war abhängig von der zu erzielenden Voreilung, die die Verrohrung nach dem Einspülen des restlichen Sandes besitzen sollte.

Nach dem Einbau der Meßwertgeber und der Verrohrung wurde der Behälter mit dem Versuchssand bis auf 2,50 m aufgefüllt. Anschließend erfolgte eine Verdichtung des Sandes mit einem Tiefenrüttler, der eine wirksame Länge von 1,40 m besaß. Der Tiefenrüttler wurde mit Hilfe eines Krans in den Behälter abgesenkt und heraus befördert. Die Verdichtung erfolgte an 4 definierten Punkten in vorgeschriebener Reihenfolge, Tiefe und Zeit.

6.2.4 Versuchsdurchführung

Vor und nach dem Ziehen des Bohreimers wurden zur Bestimmung der Lagerungsdichte des Modellbodens vier Rammsondierungen durchgeführt. Hierbei kam eine kleine Rammsonde mit einem Fallgewicht von 3,8 kg und einer Fallhöhe von 50 cm zum Einsatz. Die Spitzenfläche betrug 10 cm² wobei die Spitze einen Winkel von 60° besaß. Das Gestänge hatte einen Durchmesser von 2,2 cm.

Vor dem eigentlichen Versuch, dem Ziehen des Bohreimers, wurde zwischen dem Ziehgestänge und dem Zugseil des verwendeten Krans eine Kraftmeßeinrichtung

plaziert. Hierüber konnte der Kraftverlauf am Zugseil während des Versuchs aufgezeichnet werden. Der Kran wurde so über dem Rohr positioniert, daß eine Verkantung des Bohreimers im Rohr vermieden wurde. Anschließend wurde je nach Versuchsmatrix eine Wasserauflast aufgebracht, die Datenerfassung des Versuchstands gestartet und der Ziehvorgang durchgeführt.

Die Meßwerterfassung erfolgte über einen PC mit einem Mehrkanal-A/D-Wandler. Die Steuerung der einzelnen Meßwertgeber wurde mit einer eigenen Softwareapplikation, mit der je nach Bedarf die benötigten Meßwertgeber ein- oder ausgeschaltet werden konnten und eine Variation der Abtastrate möglich war, realisiert. Dieses erwies sich insbesondere bei den durchgeführten Vorversuchen als vorteilhaft, da sich hier speziell auf das Verhalten bestimmter Meßwertgeber konzentriert werden konnte. Aus den Vorversuchen ergab sich unter anderem eine Abtastrate von 50 Hz, die für die gesamten Hauptversuche eingehalten wurde. Die erfaßten Daten wurden online graphisch dargestellt und auf dem PC zur Weiterverarbeitung gespeichert.

6.2.5 Vorversuche

Um die Druckverhältnisse bei den Versuchsserien mit variablen Randbedingungen besser interpretieren zu können, wurden zunächst Wasserdrücke und Kraftverläufe am Zugseil unter definierten Randbedingungen gemessen. Die Vorversuche wurden daher nur im Wasser ohne umgebenden Boden und mit offenem und geschlossenem Rohr durchgeführt.

6.2.5.1 Vorversuch mit unten offenem Rohr

Bei dem Versuch wurde der Wasserdruck am unteren Rand des Bohrrohrs, an der Unterseite des Bohreimers, sowie ca. 20 cm oberhalb des Bohreimers gemessen. Zusätzlich wurde der Kraftverlauf während des Ziehvorgangs aufgezeichnet.

Es wurden mehrere Versuche mit unterschiedlichen Wasserständen (50, 100, 150 cm) und zwei Zuggeschwindigkeiten (0,035 und 0,135 m/s) durchgeführt.

Bei allen Versuchen konnten keine Wasserunterdrücke gemessen werden, woraus sich ableiten läßt, daß sich bei einem unten offenem Rohr und den verwendeten Ziehgeschwindigkeiten kein meßbarer Wasserunterdruck ausbildet. Die Bedingungen für einen Wasserdruckausgleich sind bei dieser Versuchsanordnung ideal.

Der Kraftverlauf, der während des Versuchs mit einer Genauigkeit von 5 Newton [N] aufgezeichnet wurde, läßt sich in folgender Weise beschreiben. Während des Ziehvorgangs kann bei langsamer Ziehgeschwindigkeit eine konstante Kraft von ca. 20 N verzeichnet werden. Erst beim Austreten des Bohreimers aus der Wassersäule bildet sich eine ausgeprägte Kraftspitze von ca. 60 N. Nach dem Ende des Ziehvorgangs liegt die Kraft bei ca. 50 N. In Bild 6.3 sind exemplarisch die Meßwerte des Kraftverlaufs und der Wasserdrücke dargestellt.

WD 159

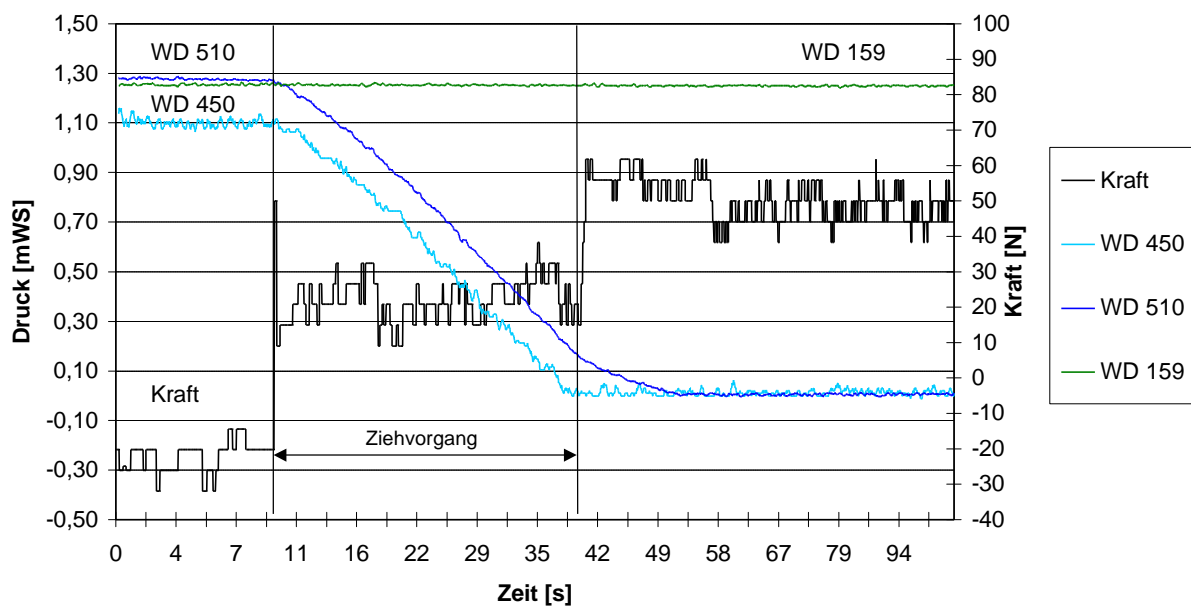


Bild 6.3: Kraft- und Wasserdruckverlauf, langsame Ziehgeschwindigkeit

Bei der schnellen Ziehgeschwindigkeit zeigt der Kraftverlauf mit Beginn des Ziehvorganges einen steilen Anstieg und verbleibt während der Ziehphase auf einem etwa 5 fach höherem Niveau als bei den Versuchen mit langsamer Ziehgeschwindigkeit. Beim Auftauchen des Bohreimers wird der absolute

Spitzenwert erreicht, der dann auf den Endwert von 50 N absinkt. In Bild 6.4 sind die Weißwerte des Kraftverlaufs und der Wasserdrücke bei schneller Ziehgeschwindigkeit dargestellt.

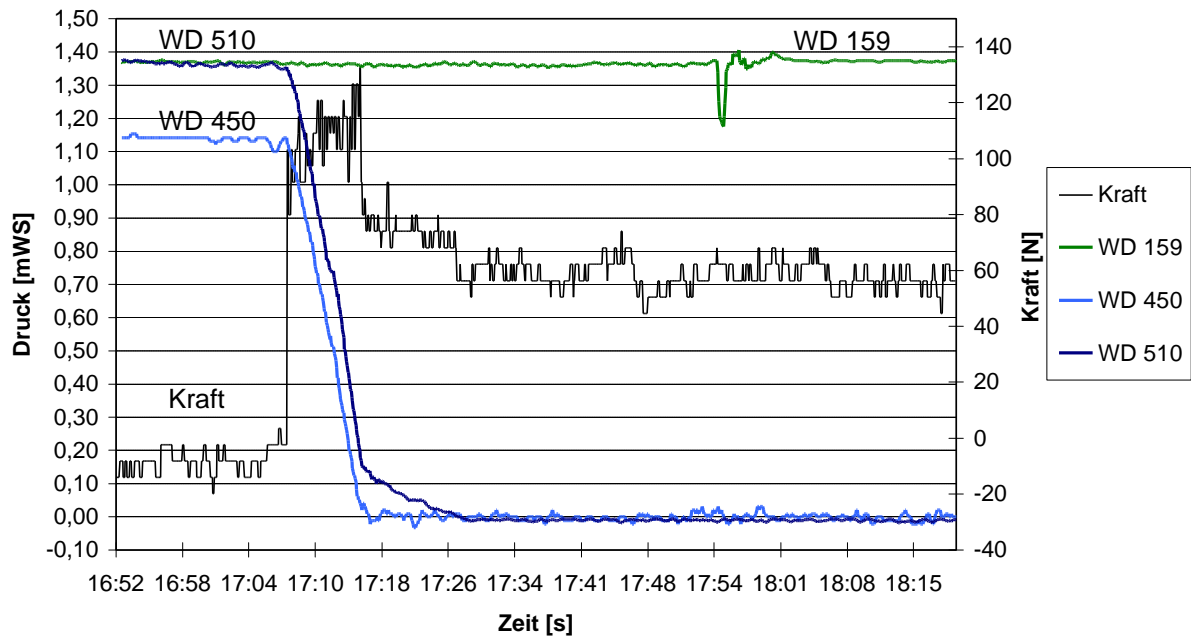


Bild 6.4: Kraft- und Wasserdruckverlauf, schnelle Ziehgeschwindigkeit

6.2.5.2 Vorversuche mit geschlossenem Rohr

Die Vorversuche mit geschlossenem Rohr unterscheiden sich im Versuchsaufbau und in der Durchführung nur in der Anbringung des Wasserdruckaufnehmers am Ende der Verrohrung. Bei diesem Versuchsaufbau war der Wasserdruckaufnehmer WD 159 in einem Rohrdeckel integriert, mit dem das Bohrrohr von unten verschlossen war. Die Druckmembran des Aufnehmers befand sich somit innerhalb des geschlossenen Rohres auf Höhe des Rohrbodens und zeigt den Druck der vorhandenen Wassersäule vor Versuchsbeginn an.

Bei den Versuchen, die mit langsamer Ziehgeschwindigkeit durchgeführt wurden, konnte an dem Wasserdruckaufnehmer WD 159 ein Wasserunterdruck von 0,02 mWs während des Ziehvorgangs verzeichnet werden. Bei der schnellen Ziehgeschwindigkeit hingegen ist ein Unterdruck von 0,25 mWs ermittelt worden.

Die ermittelten Kraftverläufe sind vergleichbar mit den Verläufen beim offenen Rohr. Die aufgebrachten Zugkräfte liegen über den Werten aus den Vorversuchen mit offenem Rohr und sind abhängig von der Höhe der Wasserauflast. In Bild 6.5 sind die aufgetretenen Kräfte beim kontinuierlichen Zugvorgang dargestellt.

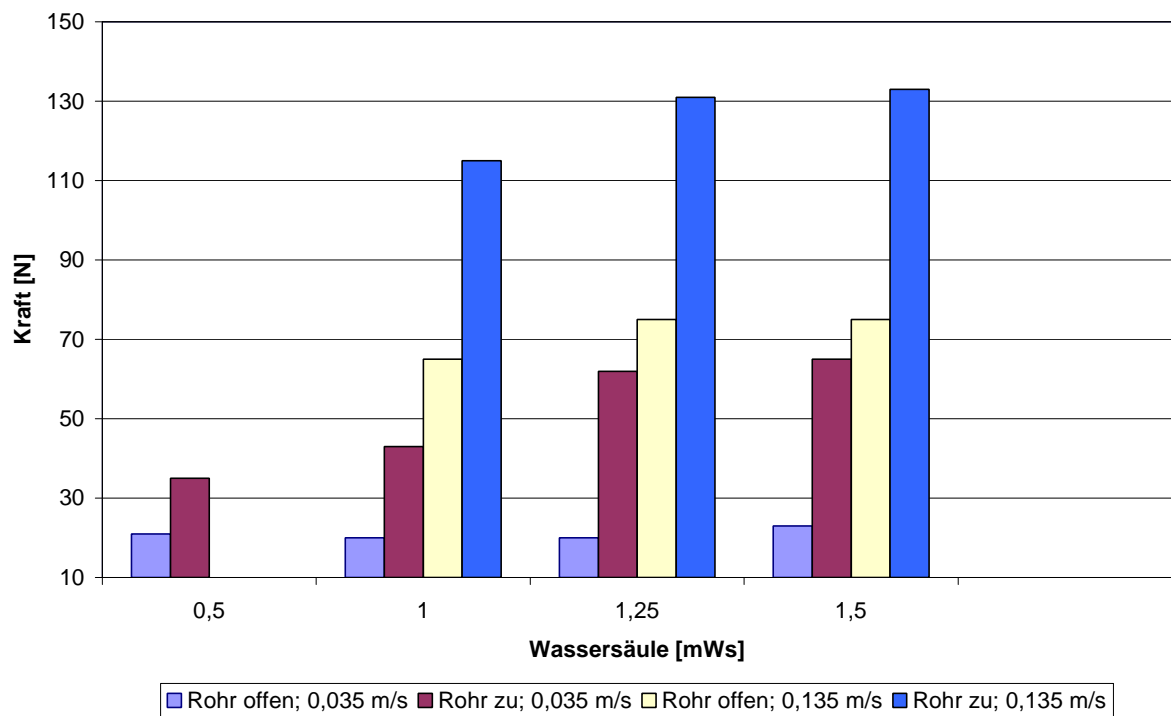


Bild 6.5: Kräfte beim kontinuierlichen Zugvorgang

Mit Hilfe der Vorversuche konnten somit die in den Hauptversuchen zu erwartenden Werte bezüglich der Wasserdruckdifferenzen und Zugkräfte eingegrenzt sowie der zeitliche Verlauf der Meßwerte aufgezeigt werden.

6.2.6 Hauptversuche

In den folgenden Abschnitten werden die ermittelten Meßwerte nach ihrer Meßgröße eingeteilt und getrennt dargelegt. Im einzelnen wurden folgende Meßgrößen bei den Hauptversuchen ermittelt:

- Wasserdrücke im Bohrrohr
- Porenwasserdrücke im Boden
- Totalspannungen im Boden
- Kräfte am Zugseil
- Lagerungsdichte des Bodens

6.2.6.1 Ermittelte Wasserdrücke

Als direkte Reaktion auf das Ziehen des Bohreimers konnte ein Wasserdruckverlust an der Bohrlochsohle beobachtet werden. Der Unterdruck baut sich nach dem Start des Ziehvorganges innerhalb von ca. 0,3 bis 0,6 Sekunden schlagartig auf und besitzt in diesem Zeitraum sein Maximum. Während des weiteren Ziehens erfolgt der Druckausgleich bis zum hydrostatischen Druck der Wassersäule innerhalb der Verrohrung. Der qualitative Verlauf des Wasserdrucks in der Verrohrung entspricht demnach den Wasserdruckverläufen, die in den in situ-Versuchen ermittelt wurden (vergleiche 4.6 zeitlicher Verlauf der Wasserdruckdifferenzen).

In Tabelle 6.1 sind exemplarisch 8 Teilversuche mit den Ergebnissen dargestellt. Im einzelnen werden Angaben zu der vor Versuchsbeginn vorhandenen Voreilung, der zusätzlichen Wasserauflast und der verwendeten Zuggeschwindigkeit gemacht. Als Ergebnis der Versuche ist das Maß der Bodeneinspülung (Sohlverschiebung) und die maximale Wasserdruckdifferenz unterhalb des Bohreimers angegeben. In der letzten Spalte ist die maximale Wasserstandsänderung innerhalb des ca. 60 cm von der Achse der Verrohrung angeordneten Pegels aufgeführt.

Bild 6.6 zeigt eine graphische Darstellung der Teilversuche. Deutlich kann ein Zusammenhang zwischen der Voreilung und der erzeugten Sohlverschiebung erkannt werden. Grundsätzlich ist davon auszugehen, daß eine große Voreilung dem

Einspülen von Sand in das Bohrrrohr entgegenwirkt. Auffällig sind in der Darstellung die Versuche 2 und 3. Bei diesen Versuchen wurden die geringsten Druckdifferenzen und Sohlverschiebungen verzeichnet. Dieser Sachverhalt liegt in der Tatsache begründet, daß der Bohreimer nur gering in die Bohrlochsohle eingedreht war und damit mit dem Vorgang der Bohrlochsäuberung vergleichbar ist. Bei den übrigen Versuchen war der Ringspalt zwischen dem Bohrrrohr und dem Bohreimer mit Sand gefüllt. Dieses entspricht dem eigentlichen Vorgang beim Lösen des Bodens. Gleichzeitig wird deutlich, daß dieser Vorgang für die Sandeinspülungen entscheidend ist.

Beim Vergleich der Versuche 6 mit 7 bzw. 8 mit 9 kann der günstige Einfluß der Wasserauflast gegen das Einspülen von Boden in die Verrohrung nachvollzogen werden.

Aus den Versuchen wird auf einfache Weise deutlich, daß die in den Normen geforderten Maßnahmen hinsichtlich der Voreilung und der Wasserauflast ihre Berechtigung haben und im Baubetrieb eingehalten und fortlaufend kontrolliert werden müssen.

Tabelle 6.1: Ergebnisse der Teilversuche

Messung	Voreilung [cm]	Wasser- auflast [cm]	Ziehge- schwindigkeit [m/s]	Sohlver- schiebung [cm]	Max. Wasser- druckdifferenz [mWS]	Pegelstands- änderung [mWs]
Bohreimer Ø 182 mm						
1	4,5	50,0	0,035	22,5	1,0	0,2
2	16	50,0	0,035	1,0	0,0	0,0
3	5	50,0	0,035	2,0	0,0	0,0
5	10	0,0	0,035	30	0,7	0,5
6	17,5	50,0	0,035	4,0	0,2	0,02
7	17	0,0	0,035	8,0	0,4	0,1
8	9,5	50,0	0,035	6,5	0,8	0,2
9	7,5	0,0	0,035	26,0	0,8	0,5

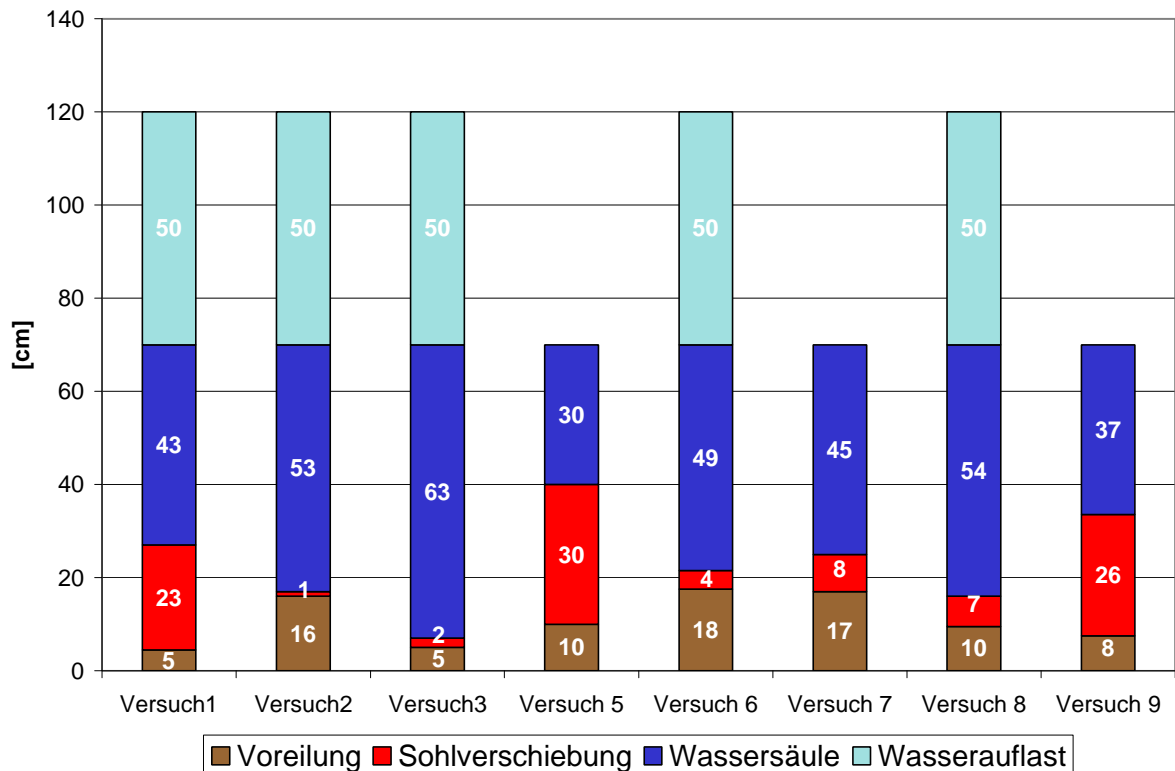


Bild 6.6: Darstellung der Voreilung, Sohlverschiebung und Wasserauflast

6.2.6.2 Porenwasserdruck

Um die Auswirkung des im Bohrohr erzeugten Unterdrucks auf den umgebenden Boden aufzuzeigen, wurde bei den Versuchen ca. 40 cm unterhalb des Verrohrungsendes der Porenwasserdruck gemessen. Die Meßwerte zeigen, daß der Porenwasserdruck dem Unterdruck an der Bohrlochsohle zeitlich versetzt folgt. Der Betrag des angezeigten Porenwasserunterdrucks fällt jedoch geringer aus. Dieses hängt zwangsläufig von der Entfernung des Porenwasserunterdruckgebers von der Bohrlochsohle ab. In Bild 6.7 ist der Verlauf des Porenwasserdrucks (PWD), des Wasserdrucks unterhalb des Bohreimers (WD) und der Zugkraftverlauf aus Versuch 9 dargestellt. Deutlich ist der annähernd parallele Verlauf der Wasserdruckkurven beim Abheben des Bohreimers zu erkennen.

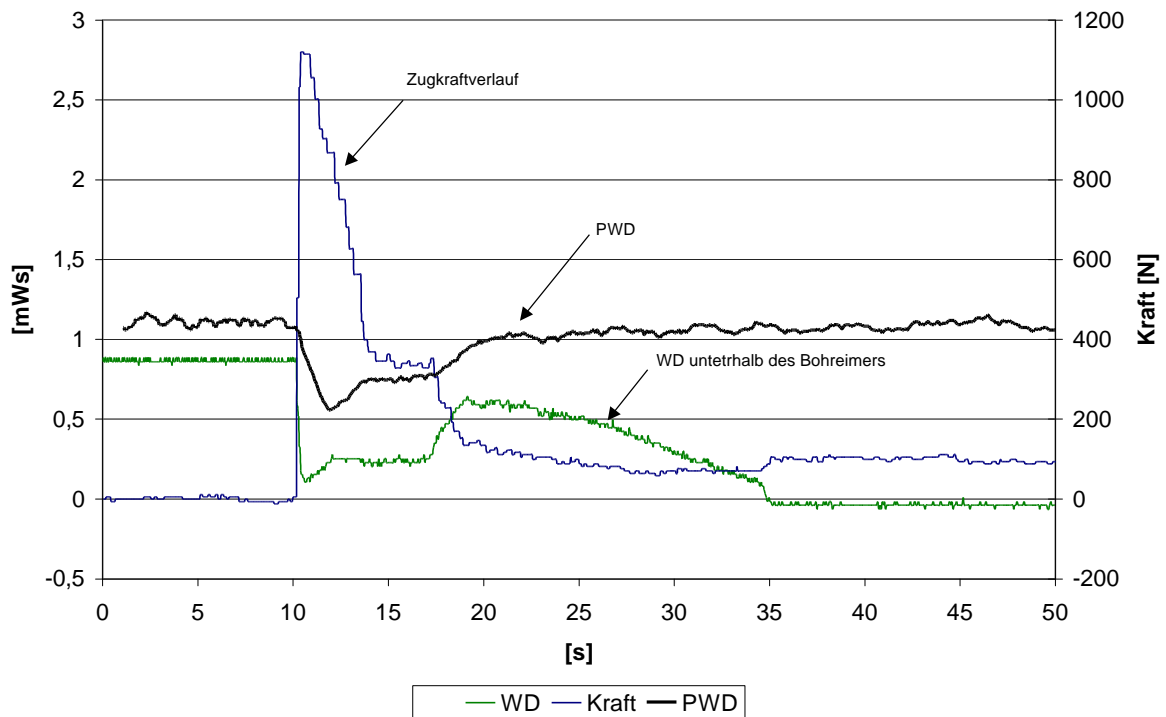


Bild 6.7: Verlauf des Porenwasserdrucks aus Versuch 9

Nach Beendigung des Ziehvorganges stellte sich der anfängliche Porenwasserdruck wieder ein. In Tabelle 6.2 sind die bei den Versuchen maximal aufgetretenen Porenwasserdruckdifferenzen aufgeführt und den Maximalwerten der erzeugten Unterdrücke unterhalb des Bohreimers gegenübergestellt. In der letzten Spalte ist die prozentuale Abnahme der Unterdrücke angegeben. Bis auf Versuch 7 konnte bei allen Versuchen eine Abminderung des Unterdrucks durch die jeweilige Voreilung erkannt werden. Bei Versuch 7 wurde ein relativer Unterdruck von 1,5 mWs ermittelt, obwohl durch den Ziehvorgang innerhalb des Bohrrohrs nur ein Maximalwert von 0,4 mWs erzeugt wurde. Dieser Sachverhalt kann im Nachhinein nicht abschließend geklärt werden. Da jedoch ein Meßfehler ausgeschlossen werden kann, kommt nur eine lokale Störung bzw. Umläufigkeiten entlang des Aufnehmers als Erklärung in Frage.

Tabelle 6.2: Porenwasserdruckdifferenzen

Versuch	Max. Differenz PWD	Max. Differenz. WD Bohreimer	Abnahme in %
1	0,6	1,0	40 %
2	0	0,0	-
3	0	0,0	-
5	0,6	0,7	14 %
6	0,15	0,2	25 %
7	1,5	0,4	-
8	0,55	0,8	31 %
9	0,55	0,8	31 %

Für die Versuchsreihen stand nur ein Porenwasserdruckaufnehmer zur Verfügung, daher können keine genauen Rückschlüsse über die Abhängigkeit des Porenwasserdruckes von der Entfernung zur Bohrlochsohle gemacht werden. Aus dem Vergleich mit ähnlichen Versuchsreihen kann jedoch abgeleitet werden, daß mit zunehmender Entfernung eine größere Dämpfung und zeitliche Verzögerung des Porenwasserdruckverlaufs eintritt.

6.2.6.3 Totalspannungen

Die Totalspannungen ergeben sich aus der Gewichtskraft der Festmasse des Bodens und der Gewichtskraft des Wassers über dem betrachteten Horizont. Hinzu kommen eventuelle Bodenpressungen durch äußere Lasten. Die Totalspannungen wurden mit Hilfe von zwei "Erddruckkissen" (\varnothing 15 cm) in horizontaler (auf Höhe des Rohrendes 17 cm von der Rohrachse entfernt) und in vertikaler Richtung (40 cm unterhalb des Rohrendes) gemessen.

Der Verlauf der aufgezeichneten Meßwerte ist zu Beginn der Zugversuche von einem starken Abfall der Totalspannungen geprägt, der sich infolge des verringerten Wasserdruckes an dieser Stelle ergibt. Nach Beendigung des Ziehvorganges zeigen die Meßwerte einen stabilen Verlauf, der jedoch unterhalb der Ausgangsspannung liegt. Somit wurde durch den Ziehvorgang eine Auflockerung des Bodens erzeugt. In

Tabelle 6.3 sind die ermittelten Totalspannungen sowie die prozentuale Abnahme nach Versuchsende zusammengefaßt.

Tabelle 6.3: Ermittelte Totalspannungen

Versuch		Totalspannung Beginn [kN/m ²]	Totalspannung Ende [kN/m ²]	Abnahme in %
1	Horizontal	15	14	7
	Vertikal	18	18	0
2	Horizontal	18	18	0
	Vertikal	20	20	0
3	Horizontal	18	17	5
	Vertikal	20	19	5
5	Horizontal	17	14	18
	Vertikal	19	16	16
6	Horizontal	15	15	0
	Vertikal	20	18	10
7	Horizontal	16	13	19
	Vertikal	20	13	35
8	Horizontal	18	18	0
	Vertikal	21	18	14
9	Horizontal	19	16	16
	Vertikal	23	16	30

Bei den Versuchen 2 und 3 wurden die geringsten Veränderungen der Totalspannungen ermittelt. Die Versuche 7 und 9 zeigen die größten Veränderungen im Boden. Unter Berücksichtigung der erzeugten Sohlverschiebungen (vergleiche Bild 6.6) sind die Ergebnisse plausibel. Obwohl es sich bei der Einspülung von Sand in das Bohrohr um ein dreidimensionales Problem handelt, kann mit der einfachen Geberanordnung eine tendenzielle Aussage über die Abnahme der Totalspannungen im betrachteten Horizont durchgeführt werden.

In Bild 6.8 sind die Verläufe der Totalspannungen aus dem Versuch 9 dargestellt.

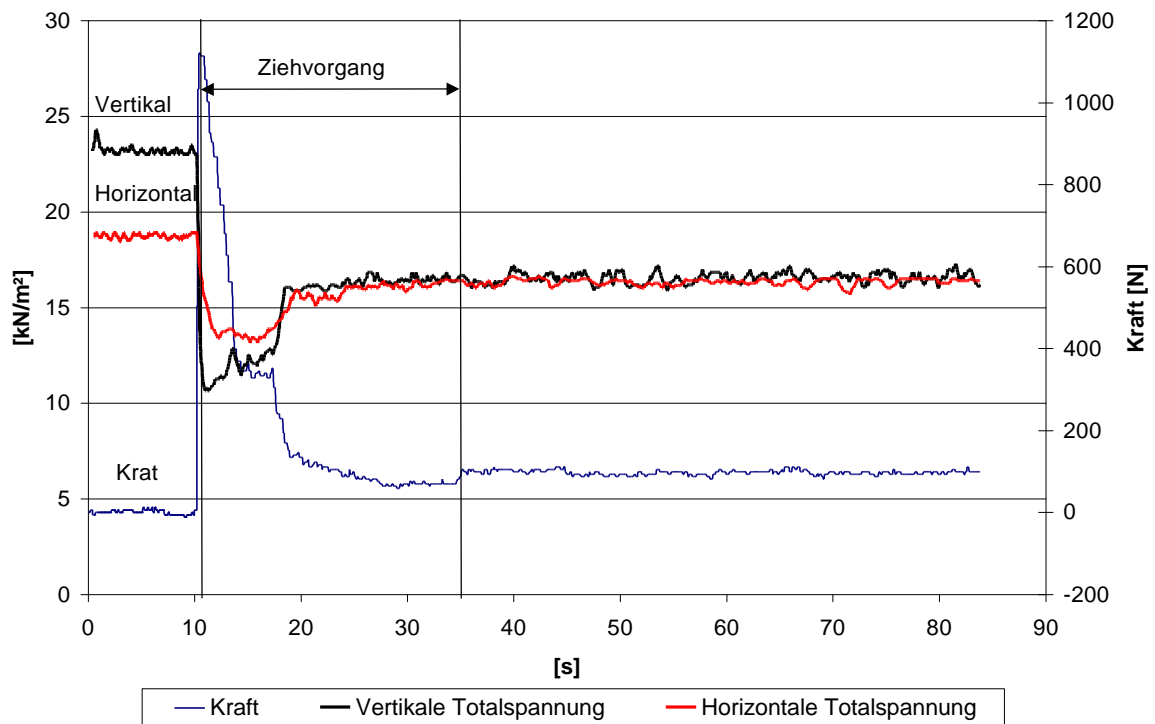


Bild 6.8: Verlauf der Totalspannungen aus Versuch 9

6.2.6.4 Lagerungsdichte

Um die Auswirkungen der Ziehversuche auf die Lagerungsdichte des eingebauten Bodens zu überprüfen, wurden vor und nach den Versuchen Rammsondierungen durchgeführt. Die Auswertung der Rammsondierungen ergaben in Abhängigkeit der erzeugten Sohlverschiebungen teilweise erhebliche Auflockerungen. Die Auflockerungen treten verstärkt nach oben in Rohrrichtung auf. Während unterhalb des Rohrendes in 1 m Tiefe nur geringe Abnahmen der Schlagzahlen pro 10 cm beobachtet werden (10 - 0 Schläge), sind die Schlagzahlen oberhalb des Rohrendes mit bis zu 20 Schlägen pro 10 cm nach der Versuchsdurchführung wesentlich größer. Dieses gilt sowohl für Versuche mit stark als auch schwach ausgeprägten Bodenauflockerungen. In den Bildern 6.9 und 6.10 sind die Sondierdiagramme aus den Versuchen 2 und 9 dargestellt.

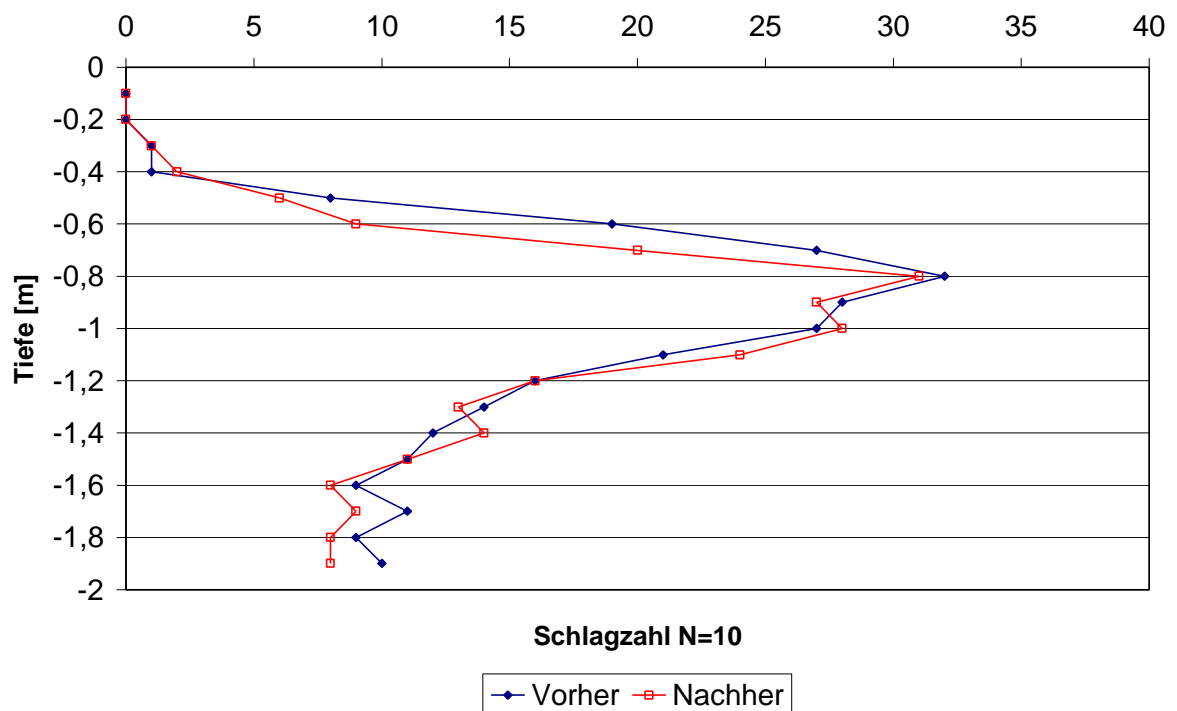


Bild 6.9: Sondierdiagramm Versuch 2

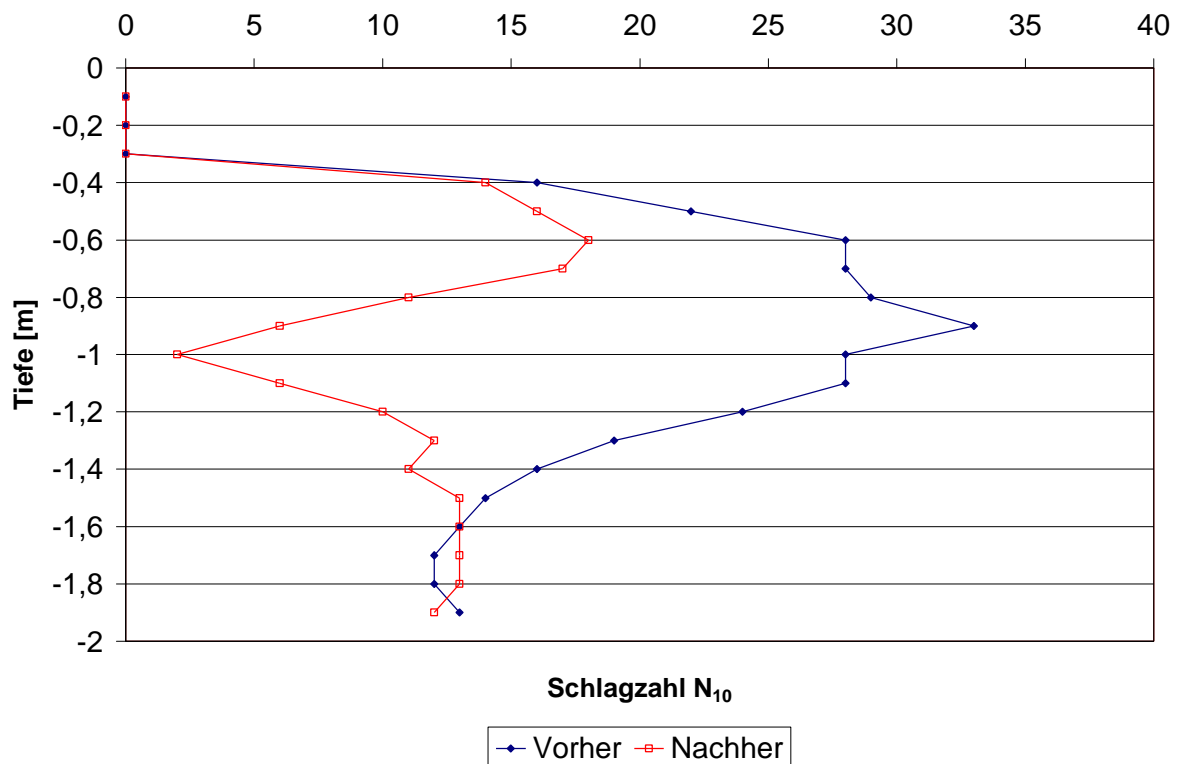


Bild 6.10: Sondierdiagramm Versuch 9

6.2.6.5 Zugkräfte

Mit der Messung der Kraft am Zugseil wird untersucht, ob der Verlauf der Kraftentwicklung eine Aussage über eventuelle Sohlverschiebungen bzw. Sandeinspülungen in die Verrohrung zuläßt. An dieser Stelle muß auf die Versuche 2 und 3 eingegangen werden. Diese Versuche unterscheiden sich im wesentlichen durch das Einstellen des Bohreimers nach dem Einbringen des Bodens. So konnten im zweiten Versuch keine Vorgänge im Boden anhand der dort installierten Meßwertgeber festgestellt werden. Auch die durchgeführten Rammsondierungen ergaben keine nennenswerten Schlagdifferenzen. Lediglich die Wasserdruckaufnehmer innerhalb der Verrohrung sowie der Kraftaufnehmer am Zugseil zeigten auf Grund der Bohreimerbewegung einen veränderten Meßwertverlauf. Bei der Betrachtung der Vorversuche mit geschlossenem Rohr und langsamer Ziehgeschwindigkeit, ist in bezug auf die genannten Meßwertgeber ein ähnliches Verhalten zu erkennen. Insbesondere die Auslenkungen im Kraftverlauf zu Beginn des Ziehvorganges, beim Austritt des Bohreimers aus dem Wasser und nachdem der Bohreimer zum Stillstand gekommen ist, zeigen in diesen Stufen deutliche qualitative

Übereinstimmungen. Es muß daher davon ausgegangen werden, daß im Versuch 2 seitens der großen Voreilung (16 cm) eine Verschlußwirkung im Rohr stattgefunden hat. Bei der langsamen Ziehgeschwindigkeit sowie der eingestellten Wasserauflast konnte sich kein Unterdruck ausbilden, da genügend Wasser von oben zwischen Bohreimer und Verrohrung für den erforderlichen Druckausgleich fließen konnte. In Versuch 3 konnten zwar geringe Abweichungen der horizontalen und vertikalen Totalspannungen sowie eine leichte Abnahme des Porenwasserdrucks festgestellt werden, eine wesentliche Veränderung gegenüber dem 2. Versuch fand jedoch nicht statt. Der Kraftverlauf weist eher auf eine Verschlußwirkung in der Verrohrung hin, die aber nicht nur auf die Voreilung zurückzuführen ist, sondern eher auf die Position des Bohreimers vor Zugbeginn (der Bohreimer wurde ohne Einschnitt auf die Bohrlochsohle abgestellt).

Auffällig ist bei allen durchgeführten Versuchen ein sofortiger Anstieg der Zugkraft auf ein Maximum zu Beginn des Ziehvorganges sowie ein rasches Abfallen der Zugkraft schon kurz danach. Der anfängliche Maximalwert beruht auf der Tatsache, daß der Bohreimer erst einen Widerstand überwinden muß, der eine hohe Zugkraft erfordert. Dieser Widerstand ergibt sich aus dem Sand, der sich im Ringspalt zwischen Bohreimer und Bohrrrohr befindet und eine Reibungskraft entgegen der Zugrichtung aufbaut. Kann sich der Bohreimer frei im Bohrrrohr bewegen, fällt die Zugkraft auf ein niedrigeres Niveau ab.

Im folgenden wird der Einfluß unterschiedlicher Voreilungen und Wasserauflasten zum Zeitpunkt der maximalen Kraft betrachtet. Hierfür werden die Versuche mit und ohne Wasserauflast gegenübergestellt. Bild 6.11 zeigt den tendenziellen Einfluß der Voreilung auf die maximale Zugkraft.

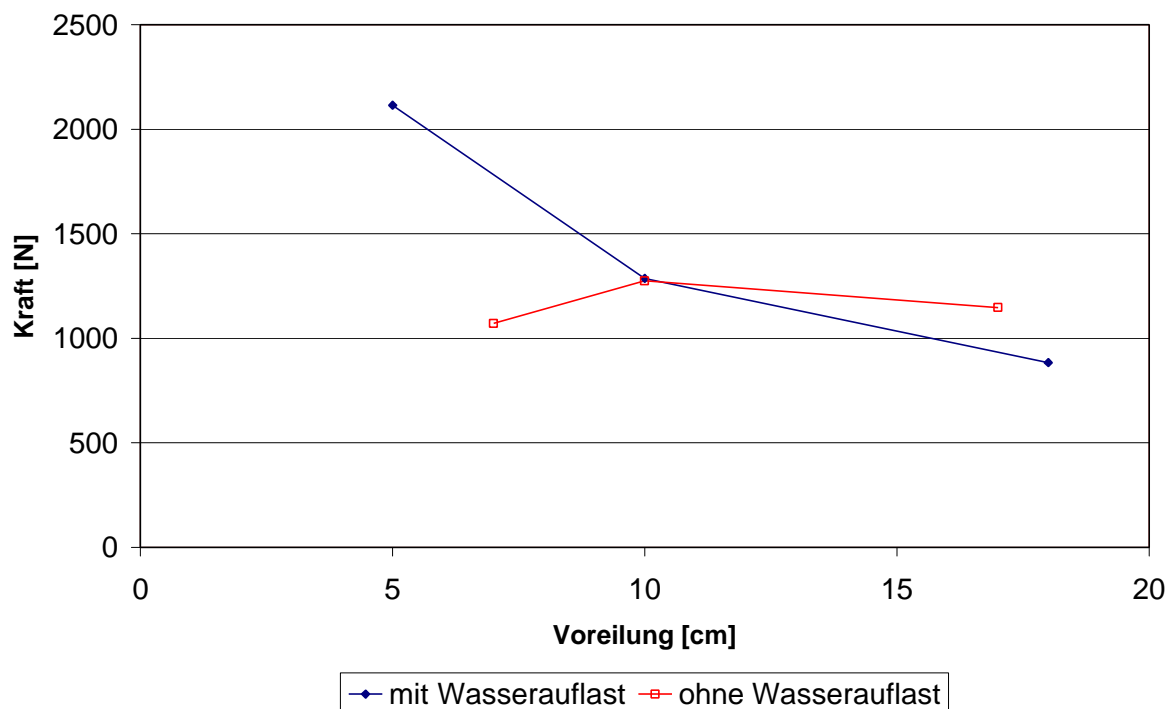


Bild 6.11: Einfluß der Voreilung auf die maximale Zugkraft

Bei den Versuchen mit Wasserauflast wird die maximale Kraft mit einer größer werdenden Voreilung geringer, während die Versuche ohne Wasserauflast kaum Abweichungen bei steigender Voreilung aufweisen.

Zur weiteren Untersuchung der Zusammenhänge sind in Bild 6.12 die ermittelten Sohlverschiebungen in Abhängigkeit von der Voreilung und der Wasserauflast dargestellt.

Die Darstellung zeigt eindeutig größere Sohlverschiebungen bei den Versuchen ohne Wasserauflast. Liegen die Einspülungen bei den Versuchen 1 und 9 relativ hoch und vom Wert nah beieinander, sind die Sohlverschiebungen bei den Versuchen 6 und 7 zwar geringer, ohne Wasserauflast aber doppelt so groß wie mit Wasserauflast. Insbesondere die Versuche 8 und 5 mit einer Voreilung von 10 cm lassen deutliche Unterschiede erkennen, obwohl bei den Versuchen mit annähernd gleicher maximaler Zugkraft gezogen wurde. Die Wasserauflast spielt demnach eine wesentliche Rolle. Daraus folgt, daß eine Wasserauflast einen Druckausgleich von oben unterstützt und den Druckausgleich unterhalb des Bohreimers verbessert.

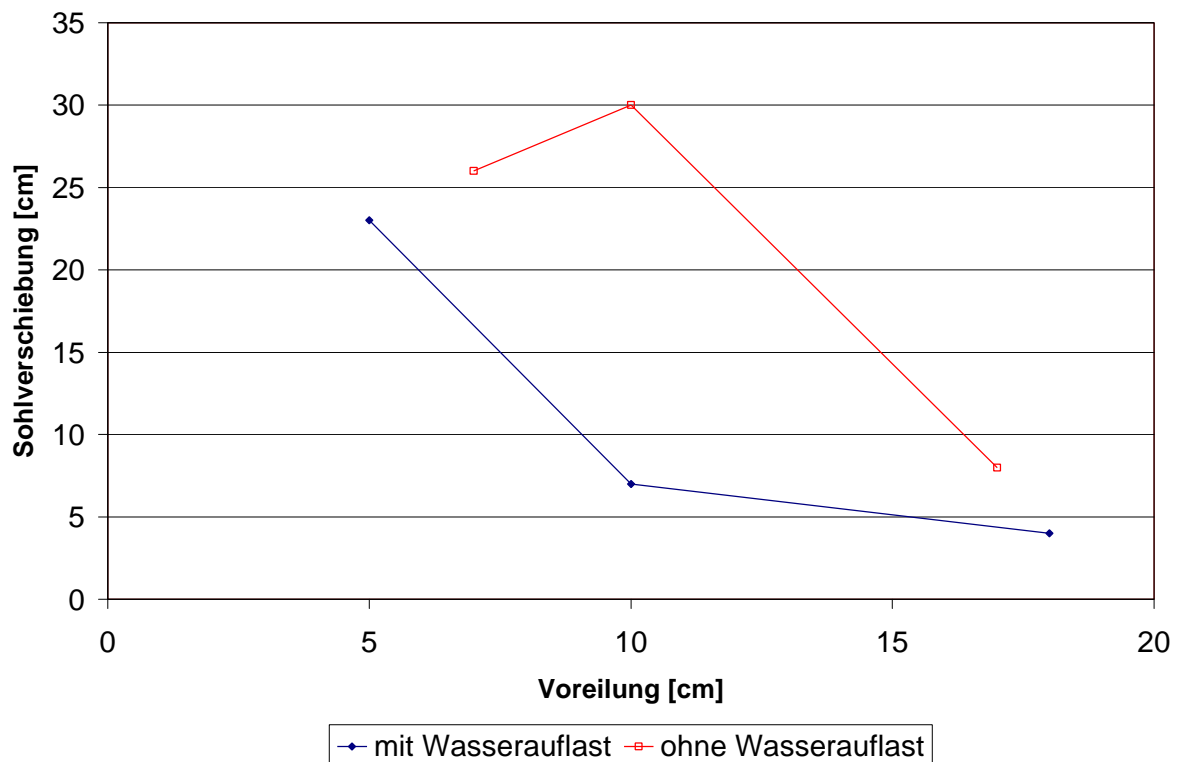


Bild 6.12: Sohlverschiebung bei veränderter Voreilung

In den Kraftverläufen können deutliche Unterschiede erkannt werden. Während die Versuche mit Wasserauflast einen gleichmäßigen, fast parabelförmigen Verlauf der Zugkraft zeigen, ist bei den Versuchen ohne Wasserauflast ein unregelmäßiger und zeitlich längerer Kraftverlauf zu erkennen. Auffällig dabei ist ein mittleres Kraftniveau, das sich zwischen dem Maximalwert und dem Wert, der sich beim freien Ziehen des Bohreimers einstellt, befindet. Fällt die Zugkraft nach dem Abheben des Bohreimers nicht sofort auf den Kraftwert beim freien Ziehen (Endwert) ab, muß davon ausgegangen werden, daß sich im Bereich des Bohreimers Boden befindet und somit eine Sohlverschiebung eingesetzt hat. Zwischen der Zeitdauer Δt , in der das Kraftniveau über dem Endwert liegt und der ermittelten Sohlverschiebungen, besteht demnach ein Zusammenhang. Je größer Δt , desto größer sind auch die Sohlverschiebungen (h_{sv}). Bild 6.13 stellt den Verhältnswert $\Delta t / h_{sv}$ der Teilversuche dar.

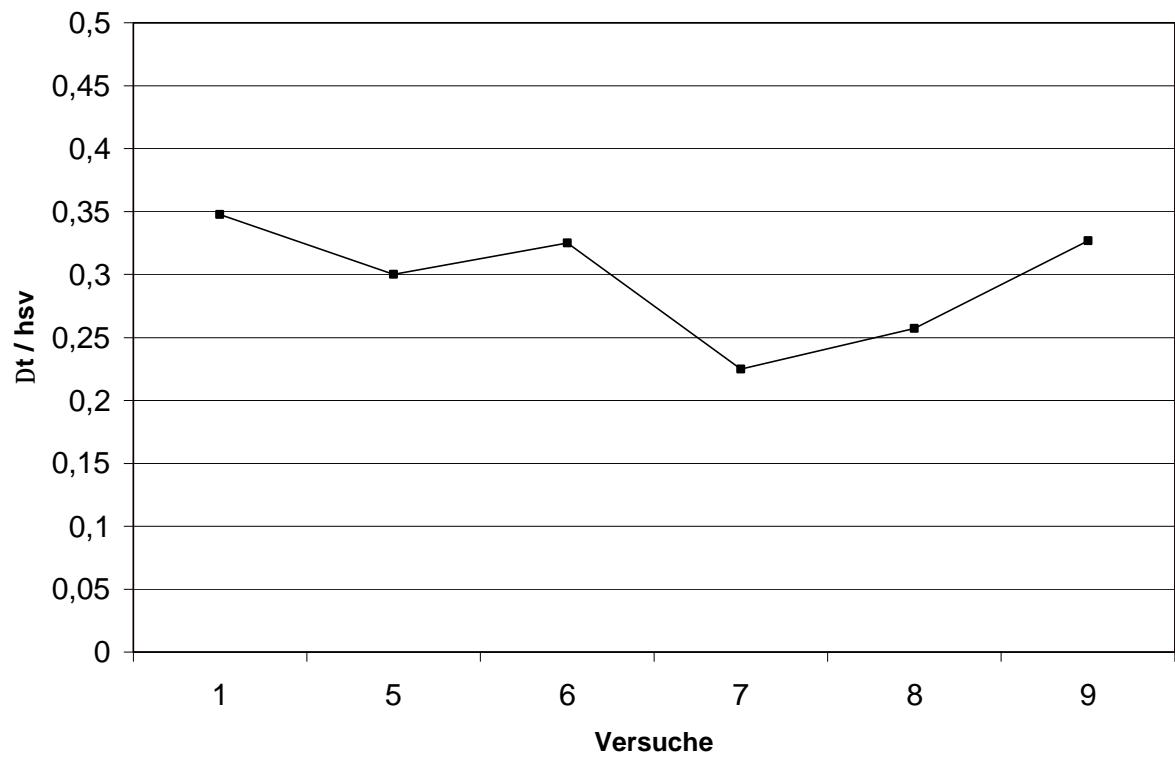


Bild 6.13: Verhältnisswerte $\Delta t / h_{sv}$ der Teilversuche mit Sohlverschiebung

In den Bildern 6.14 und 6.15 sind die Kraftverläufe sowie die Wasserdrücke unterhalb des Bohreimers der Versuche 5 und 8 dargestellt.

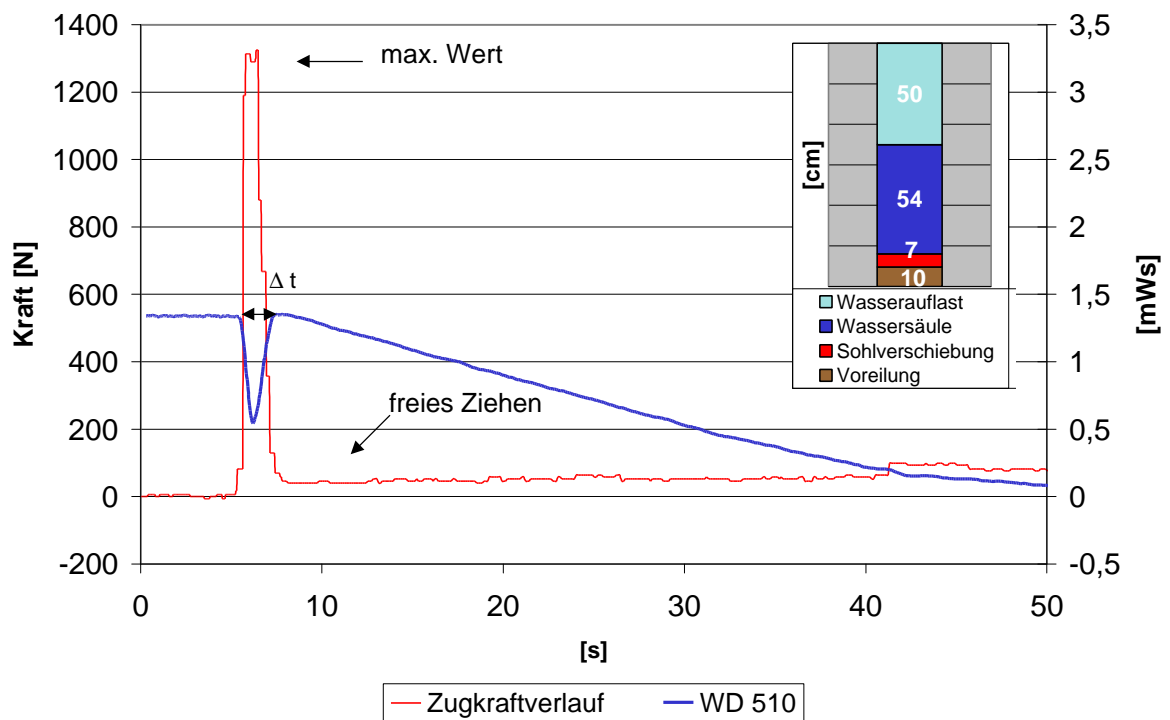


Bild 6.14: Zugkraft- und Wasserdruckverlauf aus Versuch 8

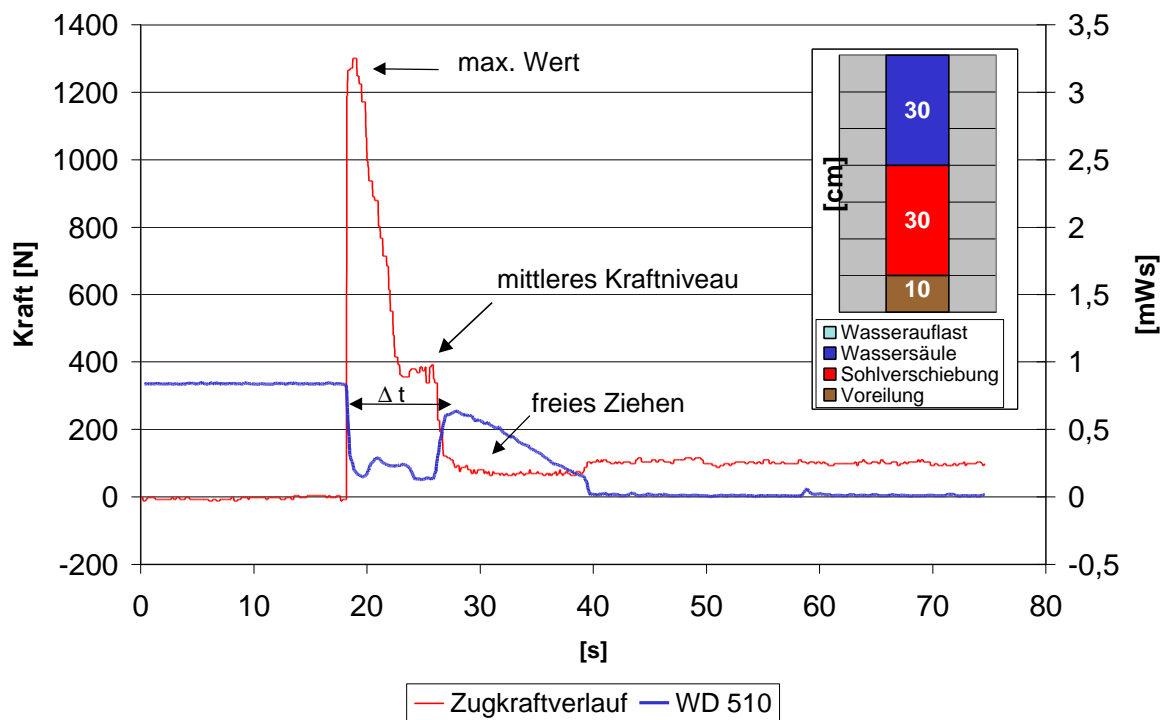


Bild 6.15: Kraft- und Wasserdruckverlauf aus Versuch 5

6.2.6.6 Bewertung der Versuchsergebnisse

Bei allen Versuchen ist tendenziell eine Abnahme der Einspülungen im Rohr und der Auflockerungen im Boden auf Grund einer größer werdenden Voreilung und Wasserauflast zu erkennen. Es muß davon ausgegangen werden, daß die Faktoren Voreilung und Wasserauflast einen positiven Einfluß auf die Zugkraftentwicklung ausüben. Wichtig hierbei ist, daß kein Druckausgleich durch die Bohrlochsohle stattfinden darf, da sonst eine unterstützende Wirkung der Wasserauflast beim Druckausgleich nicht eintreten kann und es wie bei Versuch 1 zu großen Einspülungen, Auflockerungen und Zugkräften kommt. Daher sollten Voreilungen $< d/2$ vermieden werden (d = Bohrrohrdurchmesser). Erst mit Voreilungen von $d/2$ und $3/4 d$ konnten durch eine zusätzliche Wasserauflast 30 bis 50 % weniger Bodenauflockerungen gegenüber den Versuchen ohne Wasserauflast festgestellt sowie ein relativ ungestörtes Abfallen der Zugkraft auf ein Minimum bemerkt werden. Das deutet auf einen von oben stattfindenden Druckausgleich hin: Durch die Wasserauflast wird beim Ziehen des Bohreimers eine zusätzliche Strömung entlang des Bohreimers erzeugt, die den am Bohreimer anliegenden Boden stärker auflockert. Dadurch wird der Ablösevorgang auf eine Weise unterstützt, so daß die maximalen Zugkräfte um 40 - 60 % gegenüber dem Versuch 1 vermindert wurden.

Anhand der durchgeführten Zugkraftmessungen konnte eine aufgetretene Sohlverschiebung erkannt werden.

6.3 Ziehversuche mit Überwachungs- und Steuerungsfunktionen

Mit Hilfe dieses Versuchsstandes werden Möglichkeiten aufgezeigt, wie durch geeignete Maßnahmen der hydraulische Grundbruch erkannt bzw. vermieden werden kann. Wesentliche Ansatzpunkte sind hierbei:

- die Beobachtung des Wasserspiegels im Bohrrrohr,
- die Erfassung der Kraft am Zugseil,
- eine aktive Steuerung des Unterdrucks unterhalb des Bohreimers.

Bei der Bohrpfahlherstellung unter dem Grundwasser ist eine **Beobachtung des Wasserspiegels im Bohrrrohr** unverzichtbar und wird demzufolge auch in den Fachnormen gefordert. Die Kontrolle des Wasserspiegels wird in der Praxis durch Augenschein oder Lotungen durchgeführt. Diese Art der Kontrolle erfaßt nur das Absinken des Wasserspiegels infolge einer Sickerströmung und der Entnahme von Boden- und Wasservolumen durch das Bohrwerkzeug. Wasserspiegelhebungen auf Grund von Wasser- und Sandeinspülungen, die durch Ziehvorgänge des Bohrwerkzeuges verursacht werden, können in der Regel nicht erfaßt werden. Durch eine permanente Überwachung mittels Sensoren können neben der üblichen Kontrolle auch plötzliche Wasserstandsänderungen erkannt, protokolliert und für das zielgerichtete Auslösen von Steuerfunktionen ausgenutzt werden.

Die Erfassung des Wasserspiegels im Versuchsstand wurde mittels Wasserdruckgebern realisiert und wird zum Steuern der Ziehgeschwindigkeit genutzt. Für die Erfassung des Wasserspiegels sind auch Systeme denkbar, die auf der Reflexion von Licht- oder Schallwellen beruhen.

Wie aus den vorangegangenen Modellversuchen deutlich wurde, bietet die **Erfassung der Kraft am Zugseil** eine Möglichkeit, etwaige Sohlverschiebungen zu erkennen. Auch hier kann unter Berücksichtigung der Position des Bohrwerkzeuges und der gemessenen Kraft eine Steuerung der Ziehgeschwindigkeit durchgeführt werden. Im Versuchsstand erfolgt die Kraftmessung durch eine eigenentwickelte, auf der

Dehnungsmeßstreifentechnik basierenden Kraftmeßdose. Das erfaßte Kraftsignal wird mit einem vorgegeben Schwellwert verglichen. Bei der Überschreitung dieses Schwellwertes wird die Ziehgeschwindigkeit dynamisch herabgesetzt, so daß ein geringerer Wasserunterdruck durch den Ziehvorgang erzeugt wird. Tritt der Bohreimer aus der Wassersäule heraus, wird die Steuerung der Ziehgeschwindigkeit deaktiviert, da zu diesem Zeitpunkt eine Einflußnahme auf die Ziehgeschwindigkeit nicht mehr benötigt wird.

Zur **aktiven Steuerung des Unterdrucks** unterhalb des Bohreimers wurde eine Pumpe installiert, die kontinuierlich einen Wasserstrom unter den Bohreimer fördern kann. Die Wassermenge wird an der Wasserspiegeloberfläche entnommen, so daß kein zusätzliches Wasservolumen dem System zugeführt wird. Die Leistung der Pumpe wird über die Drehzahl des Motors gesteuert und beträgt ca. 150 Liter pro Minute

6.3.1 Beschreibung des Versuchsstands

Der Versuchstand besteht aus einem zylindrischen Behälter mit einem Durchmesser und einer Höhe von 0,50 m. Der Behälter ist mit Sand gefüllt, der den Boden unterhalb der Bohrlochsohle simuliert. Eine 1,93 m hohe Plexiglasröhre, die direkt auf dem Behälter befestigt und mit Wasser gefüllt ist, stellt die Verrohrung dar. Der Außendurchmesser des Rohres beträgt 0,20 m.

Mit Hilfe eines Schrittmotors kann ein Bohreimer in der Verrohrung abgelassen und heraufgezogen werden. Das Fördern des Bohreimers kann mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten durchgeführt werden.

Über eine zusätzliche Leitung kann dem Behälter Druckluft zugeführt werden. Durch die Druckluftzufuhr erhöht sich der Wasserspiegel in der Verrohrung, was mit einer Wasserspiegelerhöhung bei einem hydraulischen Grundbruch innerhalb der Verrohrung vergleichbar ist.

Bild 6.16 und Bild 6.17 zeigen den Versuchstand und das Meßkonzept.

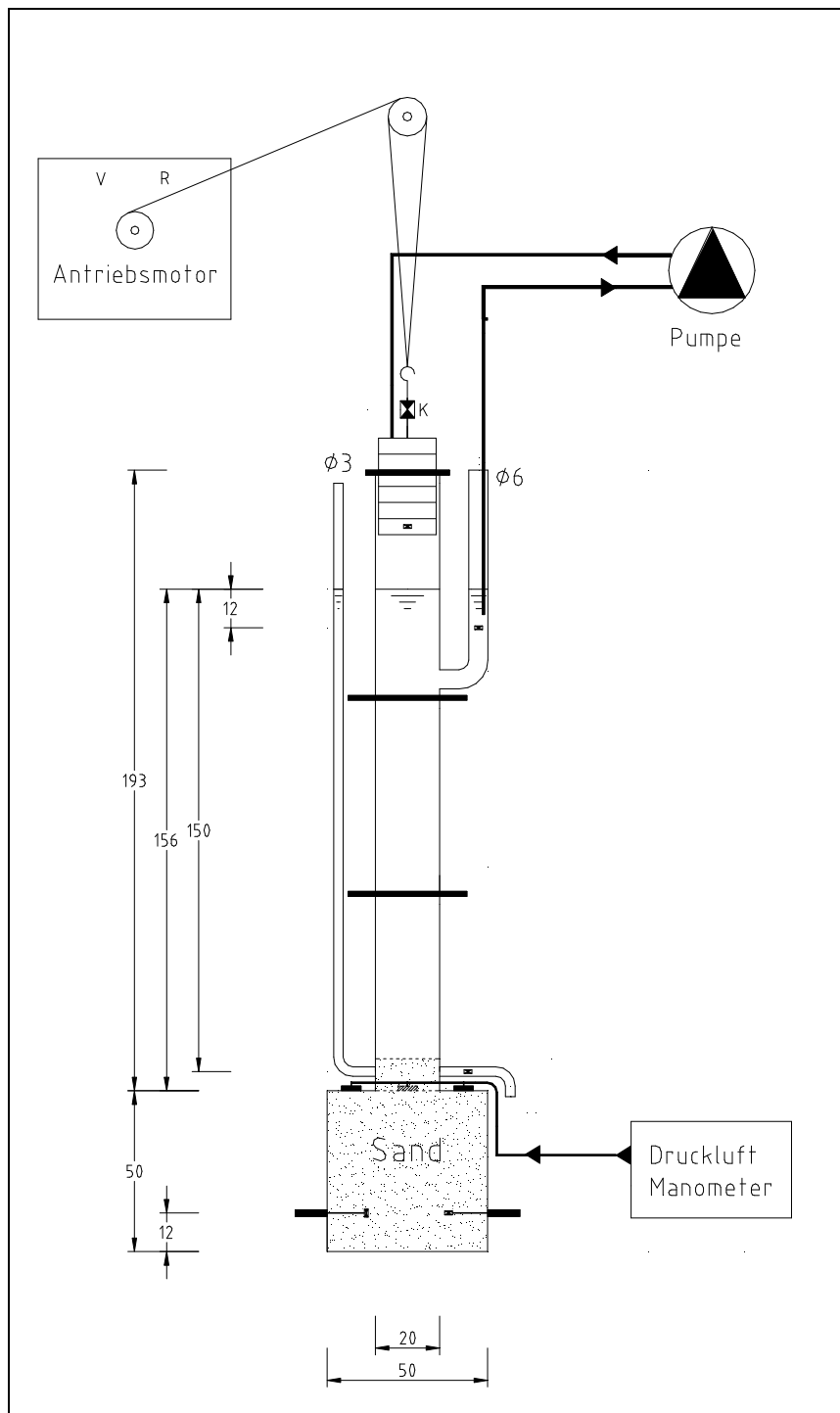


Bild 6.16: Darstellung des Versuchsstandes

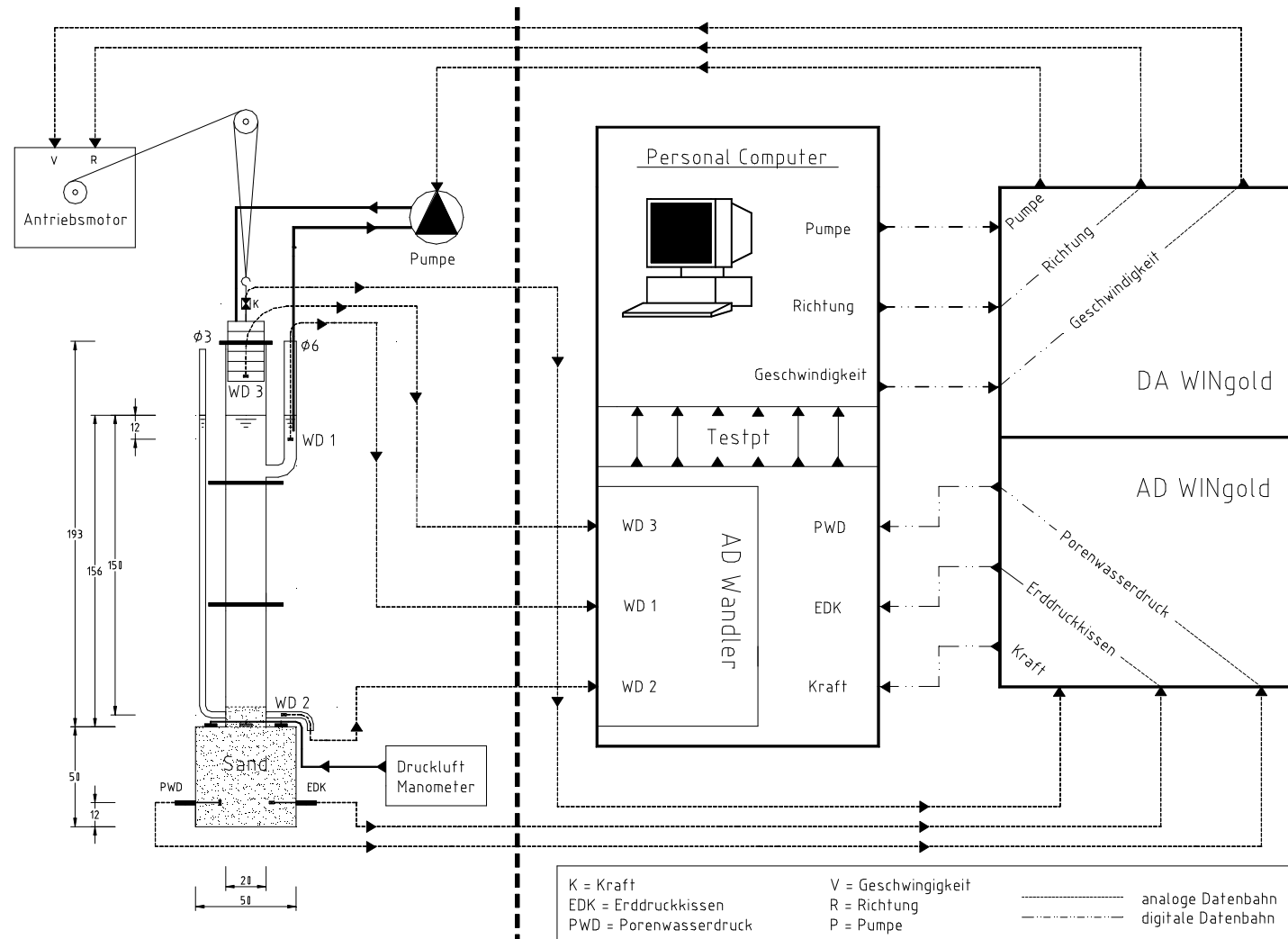
VersuchsstandDatenverarbeitung

Bild 6.17: Schematische Darstellung des Meßkonzeptes

6.3.2 Meßeinrichtungen und Datenverarbeitung

Der Versuchstand beinhaltet sechs analoge Meßeinrichtungen (drei Wasserdruckaufnehmer, einen elektrischen Porenwasserdruckgeber, einen elektrischen Erddruckgeber und eine Kraftmeßdose). Die Wasserdruckaufnehmer liegen knapp unterhalb der Wasseroberfläche (WD 1), am unteren Ende der Röhre (WD 2) und innerhalb des Bohreimers (WD 3). In dem Sockel sind ein Porenwasserdruckgeber (PWD) und ein Erddruckgeber (EDK) angeordnet. Die Kraftmeßdose ist zwischen dem Bohreimer und dem Zugseil angeordnet.

Die Wasserdruckaufnehmer WD 1, WD 2 und WD 3 geben ihre analogen Daten an einen AD-Wandler, der sich innerhalb eines PC's befindet. Die analogen Daten der restlichen Meßgeber werden durch einen externen AD-Wandler, dem ADWIN-System, verarbeitet und dem PC zur Speicherung und Weiterverarbeitung übergeben. Hauptaufgabe des ADWIN-Systems ist eine Echtzeiterfassung der Kraftwerte sowie die Generierung von Frequenzgängen für die Steuerung der Schrittmotoren. Mit Hilfe dieses Systems konnte, mit sicheren Antwortzeiten unter 300 ns, eine schnelle Überwachung und Steuerung des Versuchstands realisiert werden.

Die Datenverarbeitung und Steuerung des Versuchstands wurden von eigenen Softwareapplikationen übernommen. Die Aufgaben der Softwareapplikationen liegen zum einen in der Protokollierung der Daten und zum anderen in der Steuerung des Antriebsmotors und der Pumpe. Auf Einzelheiten zu diesem Programm wird anhand einer Versuchsdurchführung im folgenden Abschnitt näher eingegangen.

6.3.3 Exemplarische Versuchsdurchführung

Der Antriebsmotor kann manuell oder automatisch über die Software gesteuert werden (An, Aus, Geschwindigkeit oder Richtung). Für eine automatische Steuerung des Ziehvorgangs werden dem Programm Schwellwerte vorgegeben, die bei Überschreitung zur Drosselung der Geschwindigkeit oder zum Stoppen des Motors führen. Die Schwellwerte beziehen sich zum einen auf die Daten der Kraftmeßdose (bei Überschreitung des Schwellwertes erfolgt die Drosselung der Geschwindigkeit) und

zum anderen auf die Daten des Wasserdruckaufnehmers WD 1 (beim Ansteigen des Wasserspiegels wird der Ziehvorgang gestoppt).

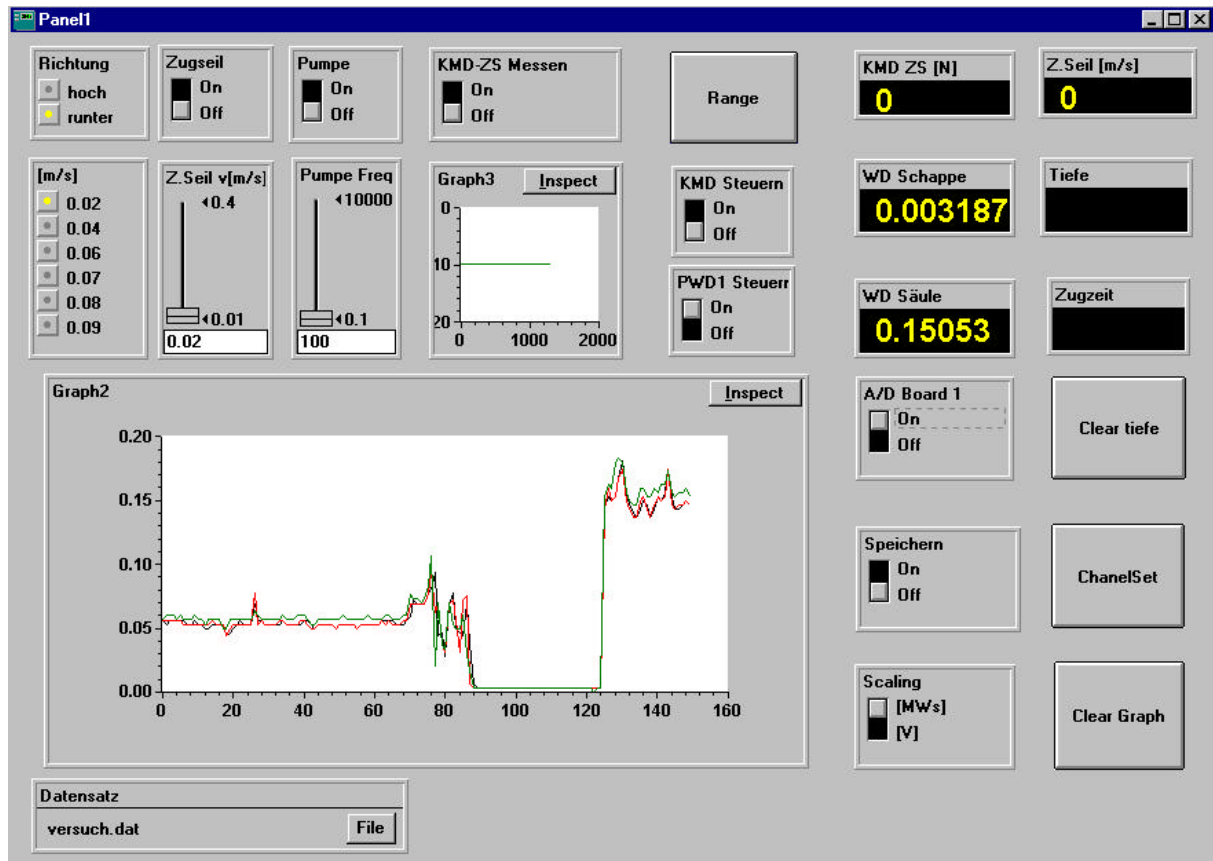


Bild 6.18: Bildschirmmaske der Softwareapplikation

Zur Datenspeicherung ist es erforderlich, zunächst eine Datei zu erzeugen, in der die aufgenommenen Werte gespeichert werden. Die während des Versuches von sämtlichen Aufnehmern gelieferten Daten werden zusätzlich in den beiden Sichtfenstern (Graph2 und Graph3 in Bild 6.18) graphisch darstellt. Anschließend muß versuchsabhängig entschieden werden, ob eine automatische Steuerung der Kraft oder des Wasserdrucks (WD1) durchgeführt werden soll. Hierzu ist es notwendig die jeweilige Option einzustellen. Eine automatische Steuerung der Kraft bewirkt bei Erreichen eines vorgegebenen Schwellwertes (60 oder 120 N) eine dynamische Reduzierung der Ziehgeschwindigkeit.

Eine automatische Steuerung über die Abfrage des Wasserdrucks bewirkt bei Überschreitung des Wasserdrucks von 0,4 mWS ein sofortiges Abschalten des Antriebsmotors, was gleichbedeutend mit der Beendigung des Ziehvorgangs ist.

Nach der Wahl der Ziehgeschwindigkeit sowie der Richtung kann das Zugseil bzw. der Bohrer in Bewegung gesetzt werden.

Mit Vorversuchen wurde überprüft, ob die ermittelten Kraftverläufe plausibel sind und sich für eine Steuerung der Zuggeschwindigkeiten eignen. Aus diesem Grund wird exemplarisch für 2 unterschiedliche Zuggeschwindigkeiten eine Auswertung der Kraftverläufe dargestellt (Bild 6.19). Hierbei wird ein kompletter Arbeitsgang, d.h. das Absenken und Ziehen des Bohreimers innerhalb des Bohrrohrs wiedergegeben. Für die Darstellung wurden die Ziehgeschwindigkeiten von 0,04 und 0,08 [m/s] gewählt. Deutlich ist eine Zunahme der Zugkräfte mit steigender Ziehgeschwindigkeit zu beobachten. Der qualitative Verlauf der Zugkräfte ist vergleichbar mit den Zugversuchen aus 6.2.5. Beim Ziehen traten jedoch vereinzelte Kraftspitzen auf, die durch Reibungen des Bohreimers an der Verrohrung erzeugt wurden. Dennoch konnte festgestellt werden, daß sich die Qualität und der Verlauf des Meßsignals für eine Steuerung der Ziehgeschwindigkeit eignen.

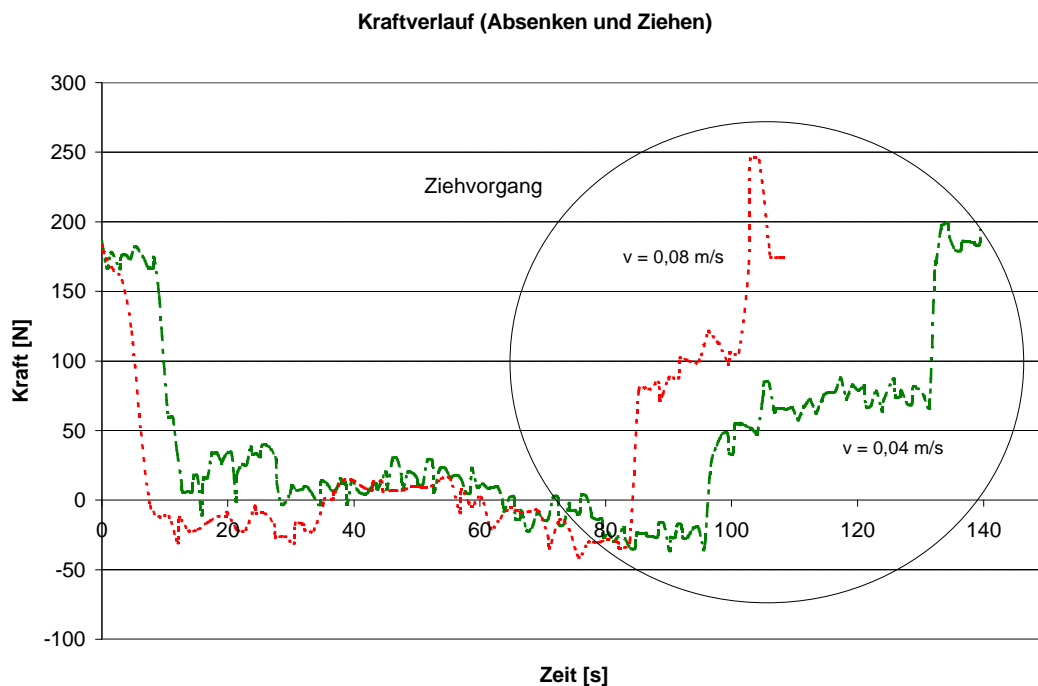


Bild 6.19: Darstellung der Kraftverläufe bei unterschiedlichen Ziehgeschwindigkeiten

Im Rahmen dieser Arbeit wurden mit Hilfe des oben beschriebenen Versuchsstandes unterschiedliche Versuche durchgeführt. Die graphischen Darstellungen für jeden Versuch wurden in drei verschiedenen Diagrammarten realisiert.

- Das Wasserdruck - Diagramm mit der Darstellung der Wasserdrücke [mWS] über die Versuchsdauer [s],
- Das Kraft und Geschwindigkeits-Diagramm mit der Darstellung der Kraft [N] und Geschwindigkeit [m/s] über die Versuchsdauer,
- Das Porenwasserdruck- und Erddruckkissen- Diagramm mit der Darstellung des Porenwasserdrucks [mWS] und der Totalspannung [mWS] im Versuchsbehälter.

Das **Wasserdruck - Diagramm** (Bild 6.20) beinhaltet die Meßkurven der Wasserdruckaufnehmer WD 1, WD 2 und WD 3.

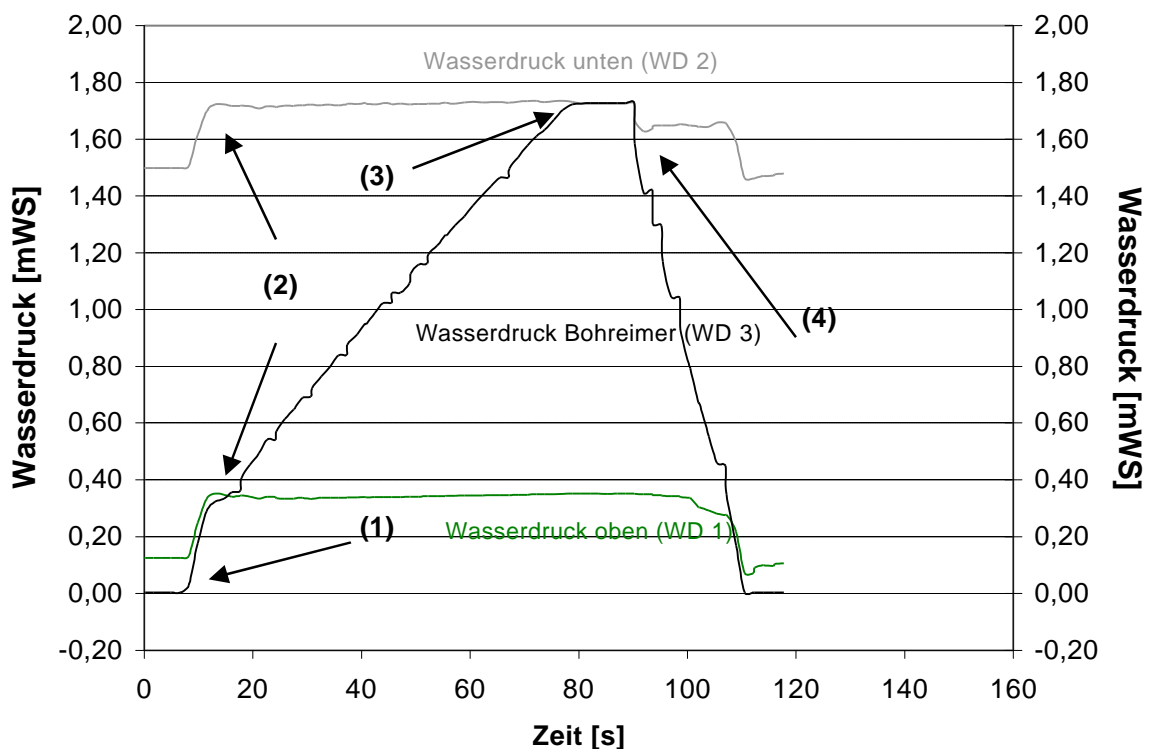


Bild 6.20: Wasserdruck - Diagramm

Aus dem Verlauf der Meßwerte des Wasserdruckgebers im Bohreimer (WD 3) läßt sich die Position des Bohreimers innerhalb der Verrohrung während des Versuchs nachvollziehen. Zu Beginn des Versuches ist der Bohreimer außerhalb der Verrohrung und der Wasserdruck am WD 3 beträgt 0 mWS. Nach ca. 10 s taucht der Bohreimer in das Wasser ein (1) und mißt mit zunehmender Tiefe einen immer größer werdenden Wasserdruck. An den Wasserdruckgebern WD 1 und WD 2 kann das Eintauchen des Bohreimers und die daraus resultierende Wasserspiegeländerung beobachtet werden (2). Nach ca. 80 s erreicht der Bohreimer die "Bohrlochsohle" (3) und verbleibt dort für ca. 10 s. Bei $t = 90$ s wird mit dem Herausziehen des Bohreimers begonnen (4). Dieser verliert an Tiefe und der gemessene Wasserdruck am WD 3 nimmt dementsprechend wieder ab. Nach ca. 105 s verläßt der Bohreimer das Wasser und der Wasserdruck fällt auf 0 mWS.

Das **Kraft und Geschwindigkeits - Diagramm** (Bild 6.21) beinhaltet zum einen die Meßkurve der Kraftmeßdose oberhalb des Zylinders und zum anderen die Geschwindigkeit, mit der das Zugseil bewegt wird.

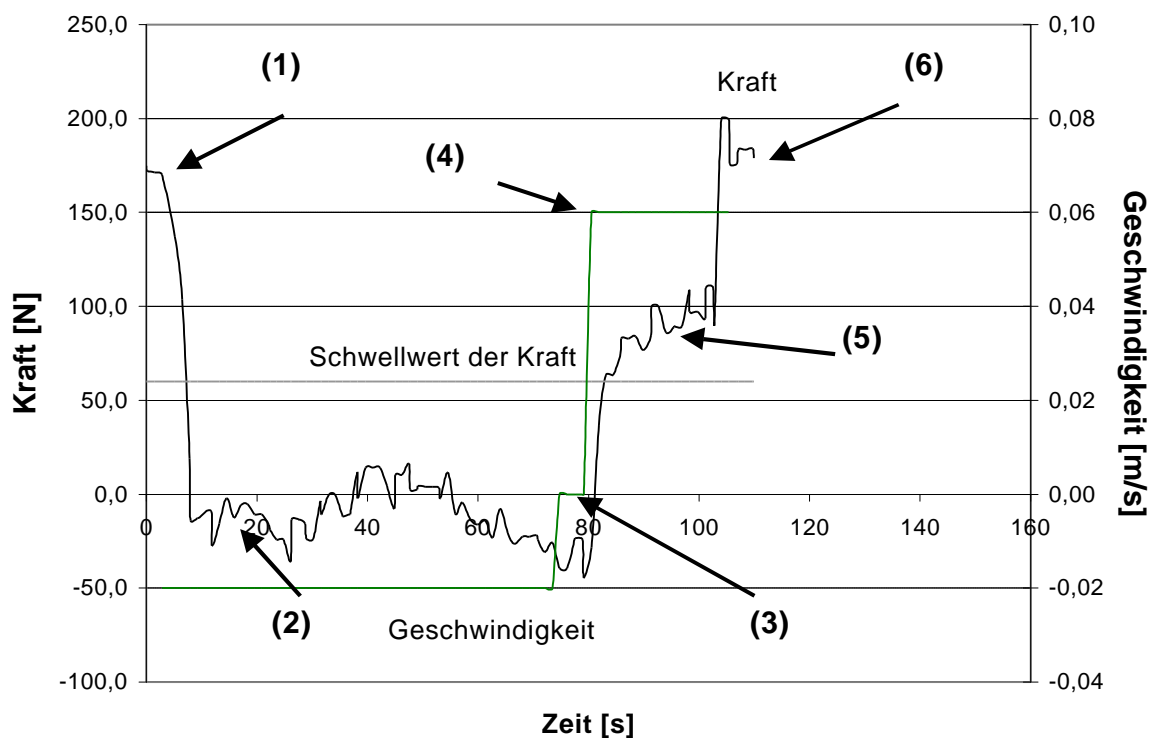


Bild 6.21: Kraft Geschwindigkeits - Diagramm

Zu Beginn des Versuchs befindet sich der Bohreimer außerhalb des Wassers. Die Kraftmeßdose ermittelt demnach die Kraft, mit der der gesamte Bohreimer gehalten werden muß (1). Sobald der Bohreimer in das Wasser eintaucht ($t = 5 \text{ s}$) fällt der Kraftaufwand gegen Null (2). Der Zylinder sinkt langsam ins Wasser herab. Beim Absinken des Bohreimers kann es zu Berührungen mit der Verrohrungen kommen, wodurch die Absinkgeschwindigkeit des Bohreimers geringer ist, als die eingestellte Absinkgeschwindigkeit des Zugseils. Hierdurch wird das Zugseil vollständig entlastet, und die Kraftmeßdose durch das Eigengewicht des Zugseils und der Verbindungshaken zur Kraftmeßdose auf Druck belastet. Nach ca. 75 s erreicht der Bohreimer die Bohrlochsohle und der Absinkvorgang wird gestoppt. Die Geschwindigkeit mit der das Zugseil bewegt wird ist gleich 0 m/s (3).

Anschließend wird der Ziehvorgang gestartet und der Geschwindigkeitsgraph zeigt die gewählte Geschwindigkeit von $0,06 \text{ m/s}$ (4). Mit zunehmendem Höhengewinn steigt durch das Nachlassen der Auftriebskräfte die Kraft im Zugseil an (5) und erreicht beim verlassen des Bohreimers aus dem Wasser den Ausgangswert von ca. 170 N (6).

Das **Porenwasserdruck und Erddruckkissen - Diagramm** (Bild 6.22) beinhaltet die Meßkurven des Porenwasserdruckgebers (PWD) und des Erddruckkissens (EDK). Diese sind beide in dem mit Sand gefüllten Sockel des Versuchsstandes angeordnet.

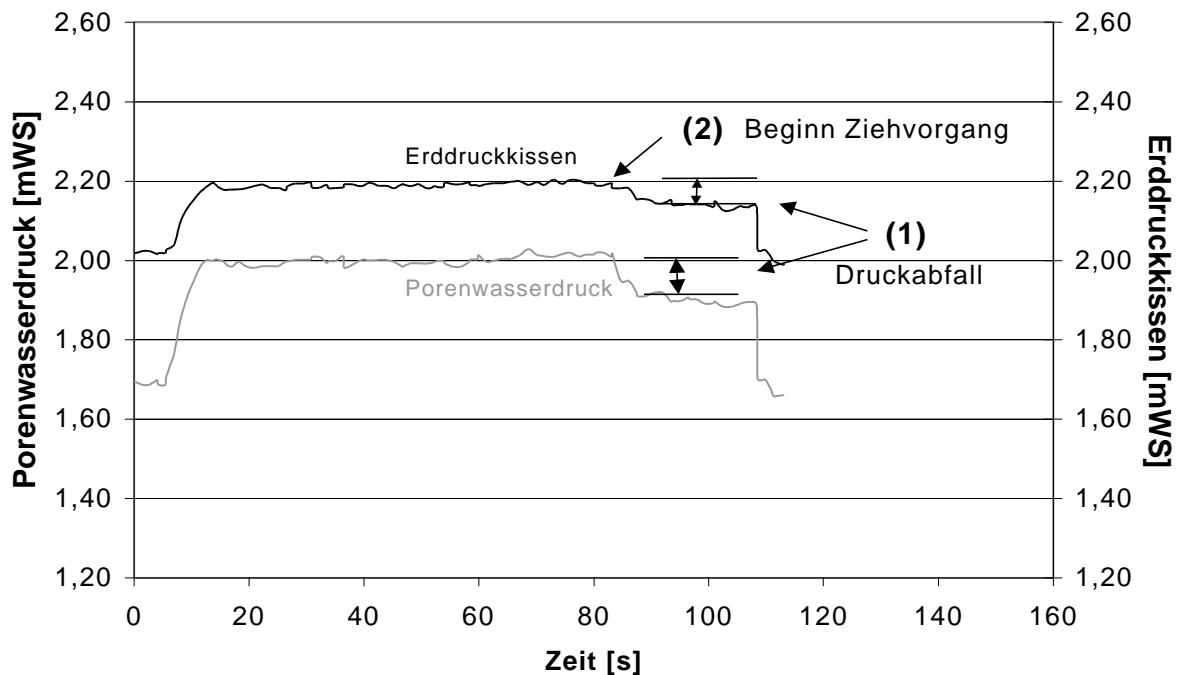


Bild 6.22: Porenwasserdruck und Erddruckkissen - Diagramm

Die Meßkurven ähneln dem Verlauf der Meßwerte von WD 1 und WD 2 (s. Bild 6.20). Die Meßwerte des PWD geben ausschließlich den Wasserdruck an. Die Meßwerte des EDK beinhalten dagegen zusätzlich den anstehenden Erddruck und liegen ca. 0,20 mWS oberhalb der Meßkurve des PWD.

Mit Hilfe des Diagramms werden die beim Ziehen des Bohreimers gemessenen Druckdifferenzen dargestellt. Maßgebend für die Druckdifferenz ist dabei der durchschnittliche Druckabfall (1), der sich nach Beginn des Ziehvorganges (2) eingestellt hat.

6.3.4 Vergleichende Betrachtungen in Abhängigkeit von der Ziehgeschwindigkeit

Im folgendem Abschnitt werden die Meßergebnisse in Bezug auf die angewendeten Ziehgeschwindigkeiten von 0,04, 0,06 und 0,08 m/s untersucht. Hierfür werden die ermittelten Meßwerte je Ziehgeschwindigkeit und Aufnehmertyp in einem Diagramm dargestellt und verglichen. Untersucht werden dabei die Meßergebnisse des Erddruckkissens, des Porenwasserdruckgebers, sowie der Kraftmeßdose.

6.3.4.1 Vergleich der EDK-Meßwerte beim Ziehen des Bohreimers

In Bild 6.23 sind 3 Druckverläufe des EDK mit unterschiedlichen Ziehgeschwindigkeiten über die gesamte Versuchsdauer aufgetragen. Wie schon beschrieben, wurde der Bohreimer bei jeder Versuchsdurchführung in die Verrohrung herabgelassen, so daß sich die einzelnen Druckverläufe in dieser Phase (0 - 80 s) nicht unterscheiden.

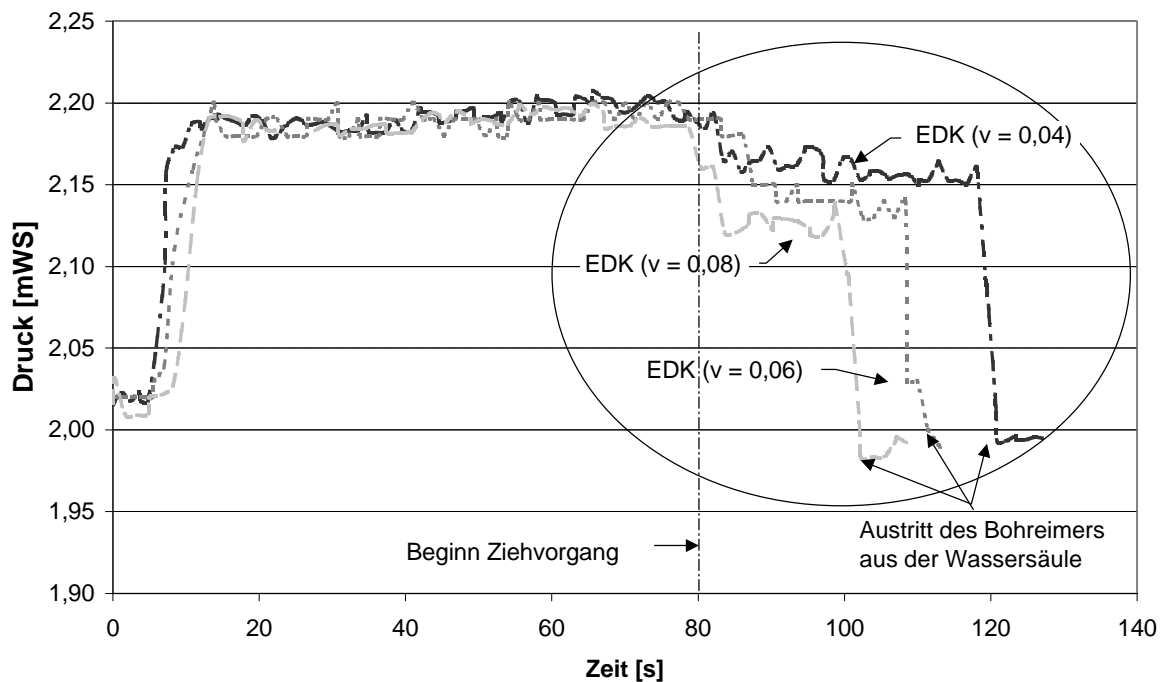


Bild 6.23 Vergleich der EDK - Meßwerte mit unterschiedlichen Ziegeschwindigkeiten

Erst der anschließende Ziehvorgang mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten führt zu unterschiedlichen Verläufen der Druckmeßwerte. Um die Unterschiede zu verdeutlichen, wird im folgenden Bild 6.24 nur der Ziehvorgang im Wasser betrachtet. Für die Darstellung wurden die Meßwertverläufe als gleitender Durchschnitt aus je 4 Meßwerten ermittelt und aufgetragen.

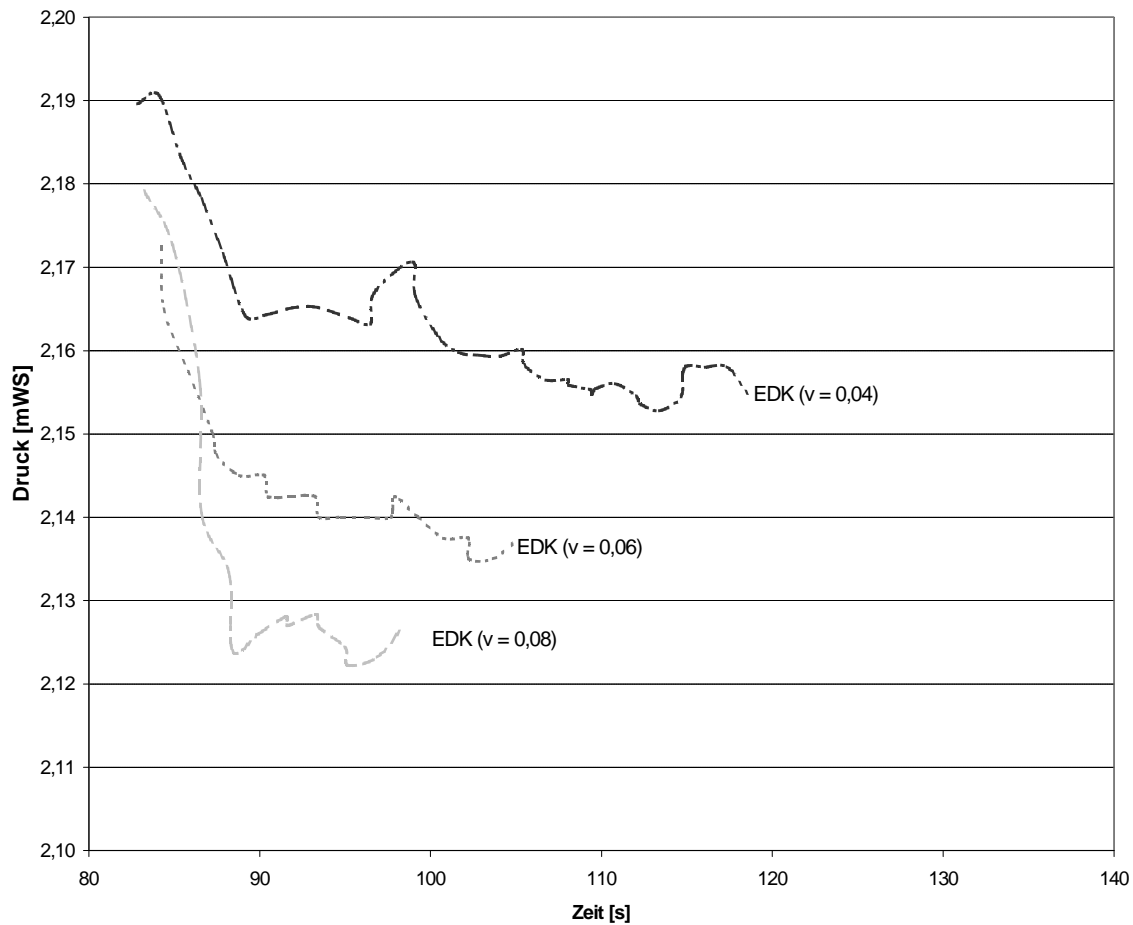


Bild 6.24: Geglätteter Verlauf der EDK-Meßwerte

Aus der Darstellung kann erkannt werden, daß die Höhe der Druckdifferenz am EDK von der Ziehgeschwindigkeit abhängig ist. Unmittelbar vor Beginn des Ziehvorgangs ($t = 80$ s) starten alle 3 Meßkurven bei ca. 2,19 mWS. Je schneller der Bohreimer gezogen wird, desto stärker fällt der Druck ab. So stellt sich bei einer Ziehgeschwindigkeit von 0,04 m/s eine Druckdifferenz von ca. 0,03 mWS ein (2,19 mWS - 2,16 mWS). Bei einer Ziehgeschwindigkeit von 0,06 m/s ergibt sich dagegen eine Druckdifferenz von ca. 0,04 mWS (2,18 mWS - 2,14 mWS) und bei einer Ziehgeschwindigkeit von 0,08 m/s ein Druckabfall von bis zu 0,06 mWS (2,18 mWS - 2,12 mWS). Auf Grund der vorliegenden Meßergebnisse kann folgende Aussage getroffen werden:

Mit zunehmender Ziehgeschwindigkeit erhöht sich die Druckdifferenz des EDK unterhalb der "Bohrlochsohle".

6.3.4.2 Vergleich der PWD - Meßwerte beim Ziehen des Bohreimers

Vergleichbar mit der Darstellung der Druckverläufe des EDK (s. 6.3.4.1, Bild 6.23) werden auch hier die Verläufe der Meßdaten über den gesamten Versuchszeitraum (Bild 6.25) und für den Bereich des Ziehvorganges (Bild 6.26) dargestellt.

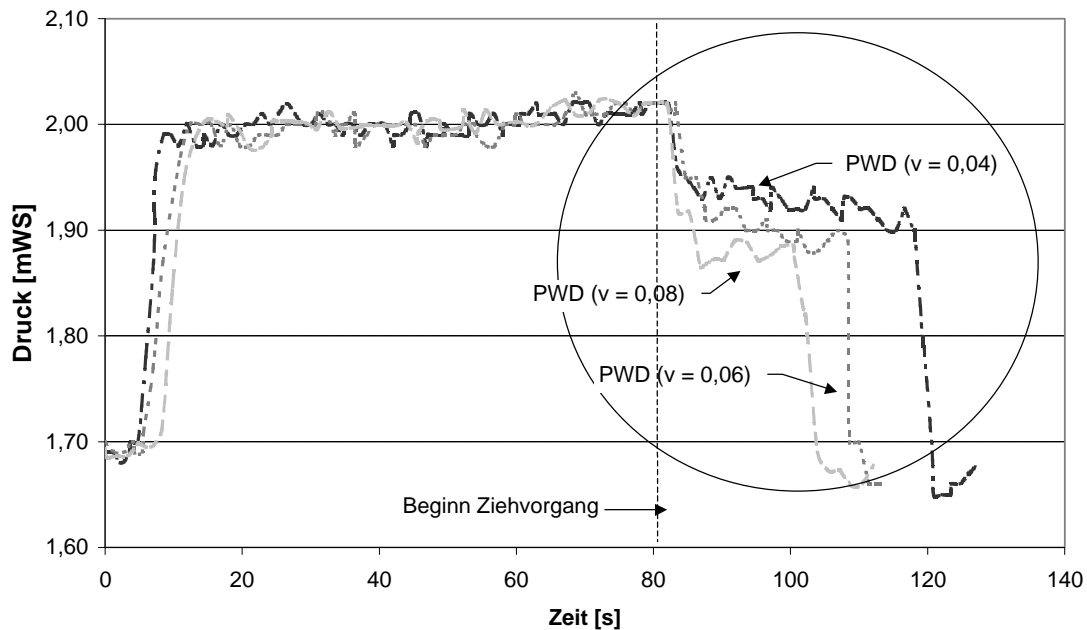


Bild 6.25: Vergleich der PWD - Meßwerte mit unterschiedlichen Ziehgeschwindigkeiten

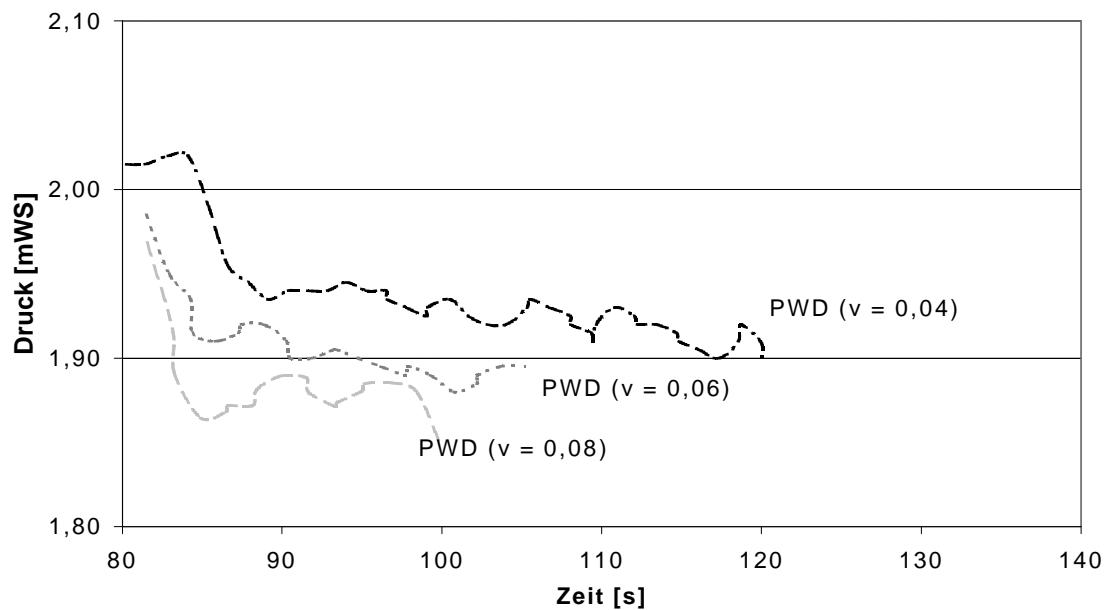


Bild 6.26: Geglätteter Verlauf der PWD-Meßwerte

Wie zu erwarten, ist auch hier der Einfluß der Ziehgeschwindigkeit deutlich zu erkennen und es gilt analog zu dem Vergleich der EDK-Meßwerte, das mit zunehmender Ziehgeschwindigkeit die Druckdifferenz des PWD unterhalb der Bohrlochsohle ansteigt.

6.3.4.3 Vergleich der Zugkräfte beim Ziehen des Bohreimers

Für den Vergleich der Zugkräfte werden zunächst die Meßdaten über die gesamte Versuchsdauer dargestellt Bild 6.27 und anschließend der geglättete Verlauf der Zugkräfte beim Ziehvorgang betrachtet Bild 6.28.

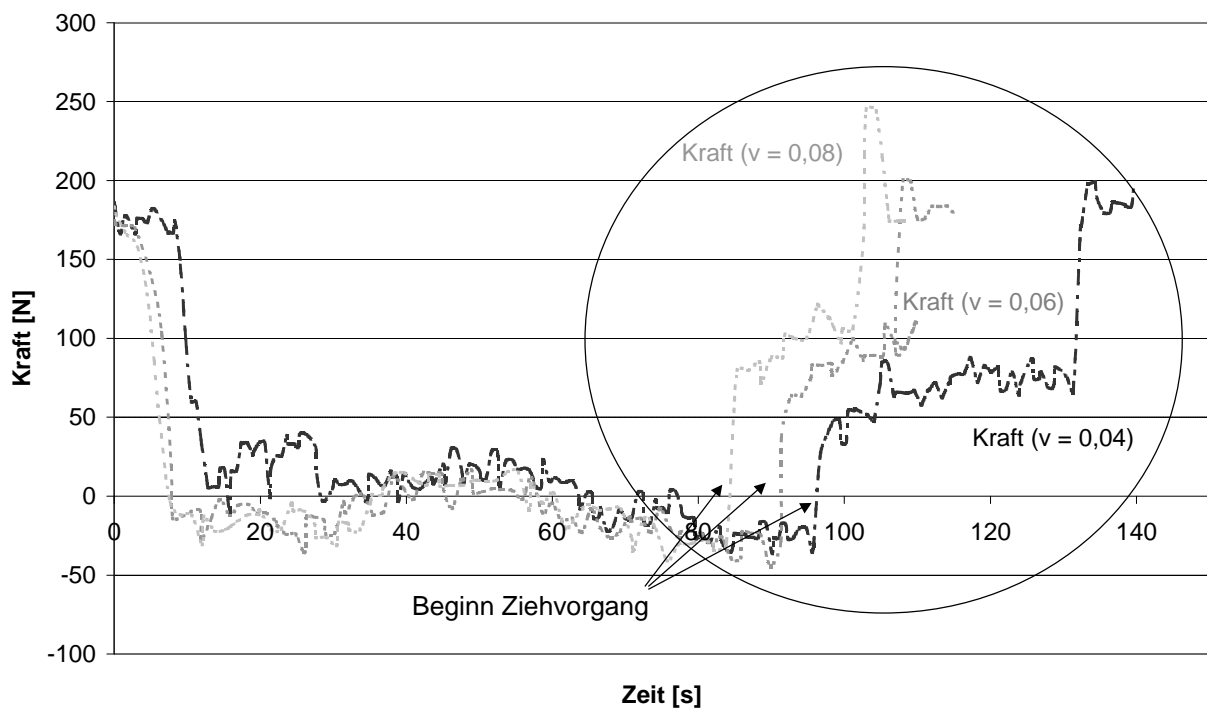


Bild 6.27: Vergleich der Kraft-Meßwerte mit unterschiedlichen Ziehgeschwindigkeiten

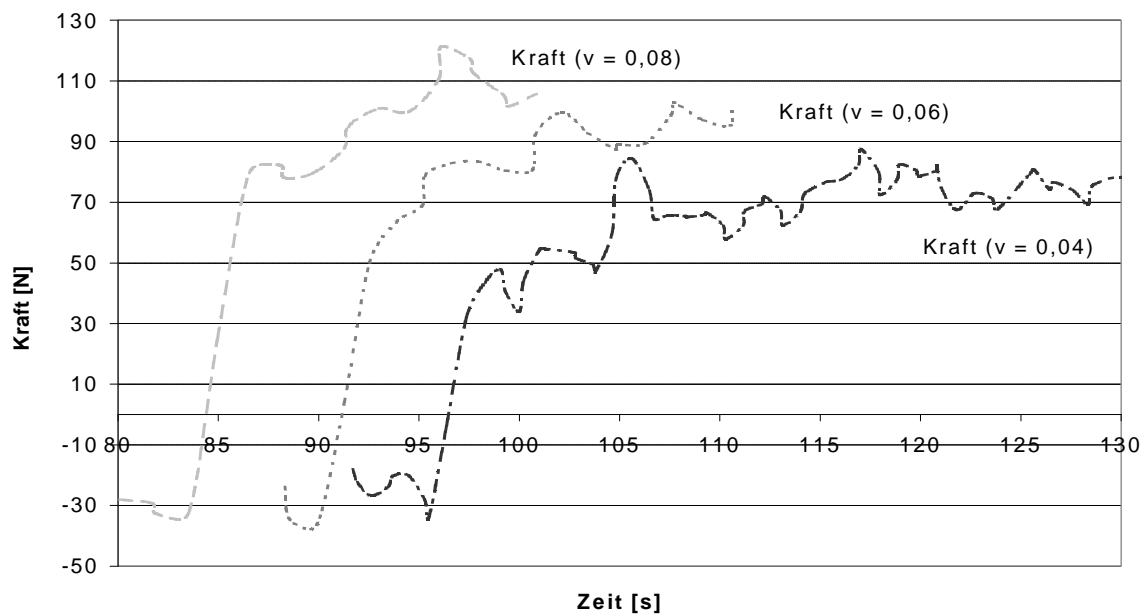


Bild 6.28: Geglätteter Verlauf der Zugkraft-Meßwerte

Aus der Darstellung der Meßwerte wird deutlich, daß der Kraftaufwand für das Ziehen des Bohreimers von der Ziehgeschwindigkeit abhängig ist. Mit zunehmender Ziehgeschwindigkeit steigt der Kraftaufwand für das Herausziehen des Bohreimers.

6.3.5 Überwachungsfunktionen mittels der Vorgabe von Schwellwerten

Nachdem in den vorherigen Erläuterungen Auswertungen in Bezug auf die Ziehgeschwindigkeit durchgeführt wurden sind, wird in diesem Abschnitt die Anwendbarkeit von Überwachungsfunktionen mittels der Vorgabe von Schwellwerten dargestellt und bewertet. Durch die Vorgabe von Schwellwerten ist es möglich die Ziehgeschwindigkeit des Bohreimers zu verändern und so Einfluß auf den erzeugten Unterdruck zu nehmen.

6.3.5.1 Steuerung der Ziehgeschwindigkeit durch Beobachtung der Kraft am Zugseil

Wie in Abschnitt 6.3.4.3, Bild 6.28 gezeigt, steigt der Kraftaufwand beim Ziehen des Bohreimers mit zunehmender Ziehgeschwindigkeit an. Gleichfalls kann vorausgesetzt werden, daß mit zunehmender Ziehgeschwindigkeit der Unterdruck unterhalb des Bohreimers ansteigt. Folglich läßt sich ein Zusammenhang zwischen Kraftaufwand und

erzeugtem Unterdruck formulieren: Je größer der Kraftaufwand beim Ziehen des Bohreimers, desto größer ist der Unterdruck unterhalb des Bohreimers.

Für die Begrenzung des Unterdrucks kommt somit neben der Ziehgeschwindigkeit auch die Zugkraft in Frage. Die Betrachtung der Zugkraft hat gegenüber der Betrachtung der Ziehgeschwindigkeit den Vorteil, daß unterschiedliche Durchflußflächen (Ringspalt und Nachsaugrohr) den Kraftaufwand für den Ziehvorgang beeinflussen, die Ziehgeschwindigkeit bleibt jedoch bei ausreichender Windenleistung unverändert.

Für die Ziehversuche im Modellstand wurde ein Schwellwert von 60 N gewählt. Bei Erreichen des Schwellwertes, wird die Ziehgeschwindigkeit gedrosselt und dadurch der erzeugte Unterdruck verringert. Bild 6.29 zeigt die Verläufe der Kraft und der Ziehgeschwindigkeit bei einer aktivierten Schwellwertsteuerung.

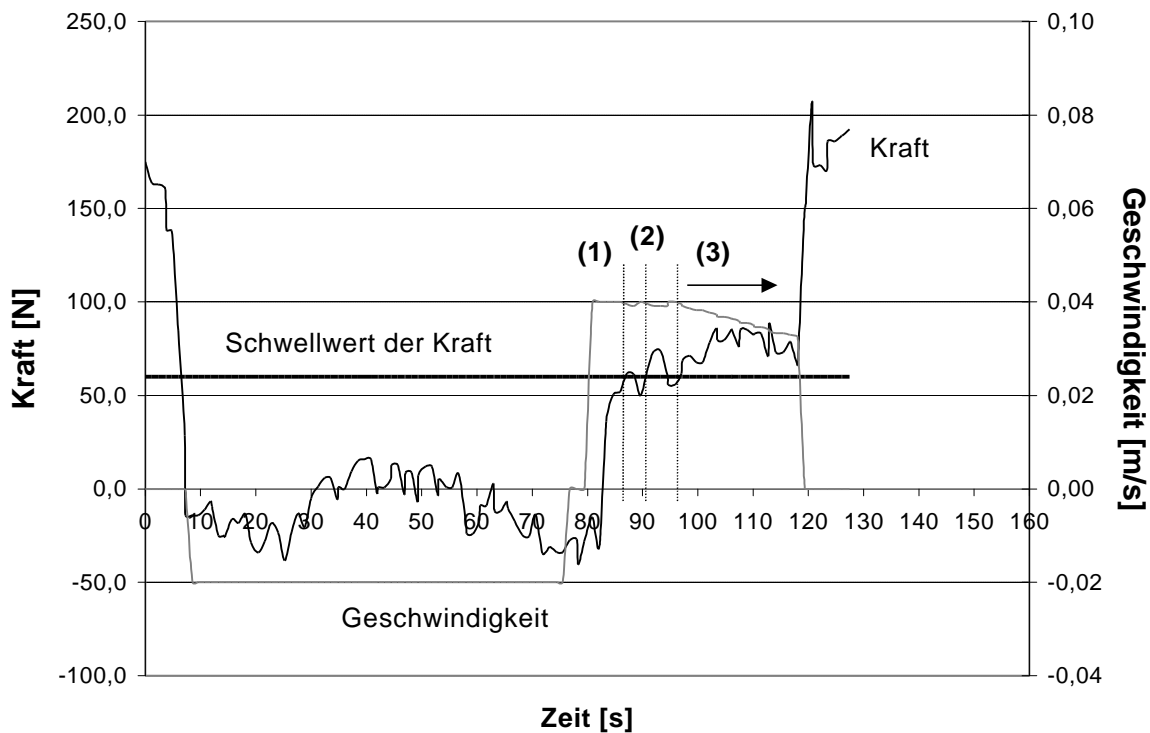


Bild 6.29: Kraft- und Geschwindigkeitsverlauf bei aktivierter Steuerung über die Kraft, $v = 0,04 \text{ m/s}$

Zum Zeitpunkt $t = 80 \text{ s}$ beginnt der Ziehvorgang mit einer vorgegebenen Ziehgeschwindigkeit von $0,04 \text{ m/s}$. Die Zugkraft steigt an und überschreitet nach ca. 87 s zum ersten mal den Schwellwert von 60 N (1). Die Ziehgeschwindigkeit wird automatisch gedrosselt und die Kraftkurve fällt wieder unter den Schwellwert. Dem

zufolge wird die Ziehgeschwindigkeit nochmals auf die vorgegebene Geschwindigkeit von 0,04 m/s erhöht. Dieser Vorgang wiederholt sich nachfolgend ein zweites Mal (2). Nach ca. 97 s überschreitet der Kraftverlauf erneut den Schwellwert, jedoch fällt er nach Reduzierung der Ziehgeschwindigkeit nicht mehr unter den Schwellwert der Kraft von 60 N. In der Phase (3) wird daher kontinuierlich die Ziehgeschwindigkeit des Bohreimers herabgesetzt. Kurz vor Erreichen der Wasseroberfläche ($t = 120$) beträgt der Wert der Ziehgeschwindigkeit nur noch ca. 0,03 m/s. Gegenüber der vorgegebenen Ziehgeschwindigkeit von 0,04 m/s bedeutet dieses eine Reduzierung der Geschwindigkeit von 25 %. Weiterhin ist zu erkennen, daß durch die automatische Steuerung der Ziehgeschwindigkeit auch der Kraftverlauf abnimmt.

In Bild 6.30 ist ein weiterer Versuch mit einer voreingestellten Ziehgeschwindigkeit von 0,08 m/s dargestellt. Auch hier kann der Einfluß der aktivierten Steuerung nachvollzogen werden.

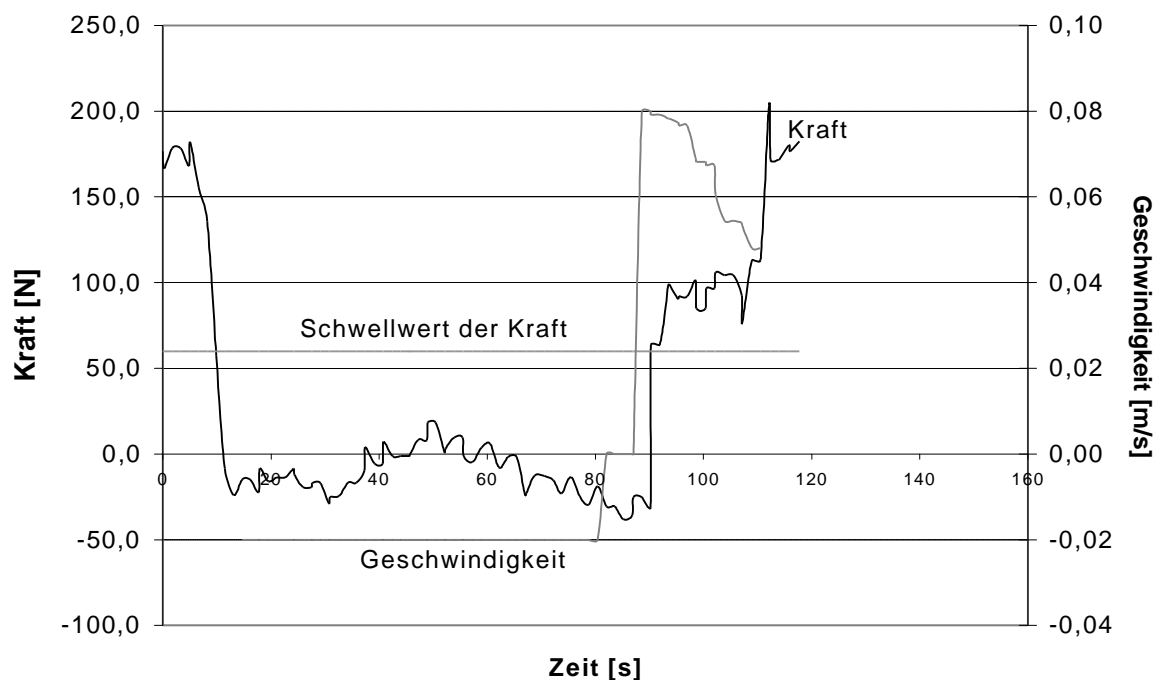


Bild 6.30: Kraft- und Geschwindigkeitsverlauf bei aktivierter Steuerung über die Kraft, $v = 0,08$ m/s

Durch die hohe Ziehgeschwindigkeit von 0,08 m/s liegt die Zugkraft ca. 20 N höher als bei dem Versuch mit einer Ziehgeschwindigkeit von 0,04 m/s. Die Drosselung der Ziehgeschwindigkeit beträgt bis zum Erreichen der Wasseroberfläche ca. 40 %.

Im folgendem Diagramm (Bild 6.31) wird die Auswirkung der automatischen Geschwindigkeitsreduzierung auf den Porenwasserdruk (PWD) verdeutlicht.

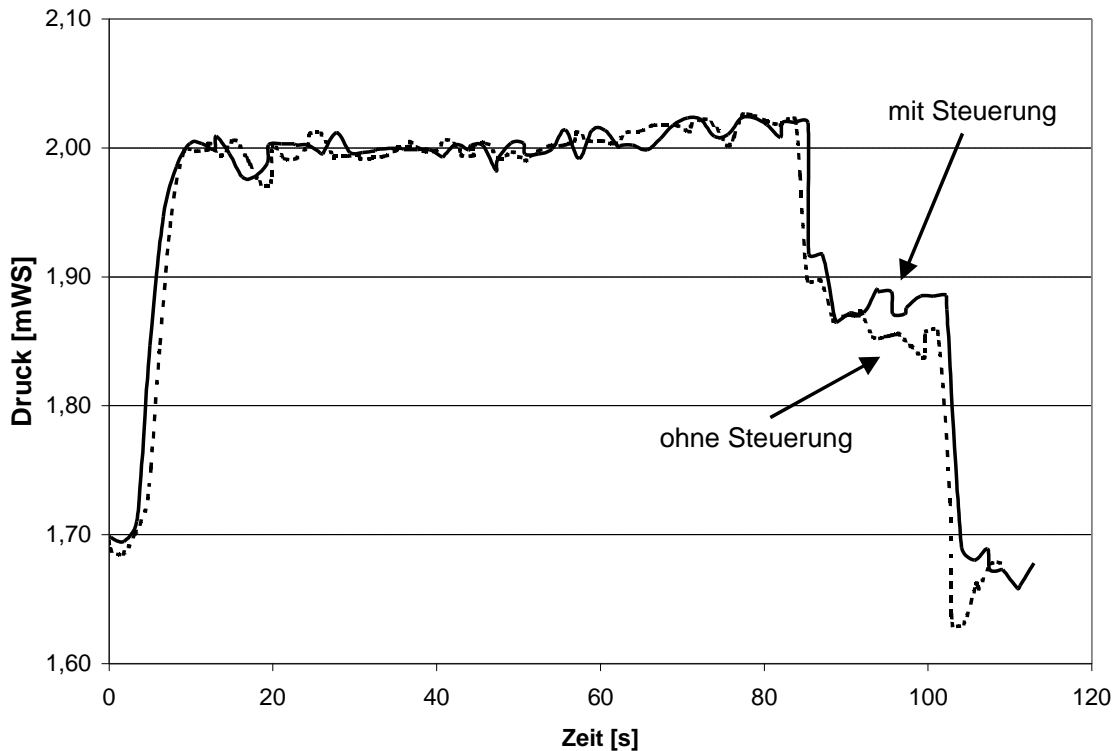


Bild 6.31: Porenwasserdrukverlauf mit und ohne Steuerung der Ziehgeschwindigkeit, $v = 0,08 \text{ m/s}$

Die Abbildung verdeutlicht, daß durch die automatische Geschwindigkeitsreduzierung die Druckdifferenz beim Ziehen des Bohreimes im Mittel um ca. 0,03 mWS verringert wurde. Somit ist die Methode der Steuerung der Ziehgeschwindigkeit über die Beobachtung der Zugkraft geeignet um den erzeugten Unterdruck unter dem Bohreimer positiv zu beeinflussen.

Bei den durchgeführten Versuchen erfolgte eine starre Vorgabe des Schwellwertes. Durch die offene Systemstruktur der verwendeten Software ist eine variable Festlegung des Schwellwertes in der Zukunft möglich. Eine dynamische Berechnung des Schwellwertes in Abhängigkeit von der Bohreimerposition ist demnach für weitere Versuche durchführbar. Auch der Algorithmus zur Reduktion der Ziehgeschwindigkeit kann entsprechend geändert werden.

Für die weitere Entwicklung geeigneter Grenzwerte und Steueralgorithmen steht mit dem Modellstand eine sinnvolle und komplexe Versuchsanlage zur Verfügung.

6.3.5.2 Steuerung der Ziehgeschwindigkeit durch Beobachtung des Wasserspiegels

Ein weiterer Ansatz für die Vorgabe eines Schwellwertes liefert das Verhalten des Wasserspiegels bei einem hydraulischen Grundbruch innerhalb der Verrohrung. Durch das Einströmen von Wasser und Boden erhöht sich das Volumen in der Verrohrung und demzufolge steigt der Wasserspiegel an.

Um diesen Vorgang mit dem Versuchsstand zu simulieren, ist es notwendig, den Wasserspiegel in der Plexiglasröhre während des Ziehvorganges ansteigen zu lassen. Diese wird über einen Druckluftanschluß am unteren Sockel des Versuchsstandes realisiert (s. Bild 6.16, Druckluft Manometer). Durch die Aufbringung von Druckluft wird die Wassersäule in die Plexigalsröhre gedrückt und die erzeugte Wasserpegeländerung mit dem Wasserdruckgeber WD 1 gemessen. Übersteigt die Wasserspiegeländerung einen vorgegeben Schwellwert von 0,4 mWS, wird der Ziehvorgang des Bohreimers automatisch gestoppt. In Bild 6.32 sind die Druckverläufe der drei Wasserdruckgeber für einen Versuch mit der Steuerung der Ziehgeschwindigkeit über die Beobachtung des Wasserpegels dargestellt.

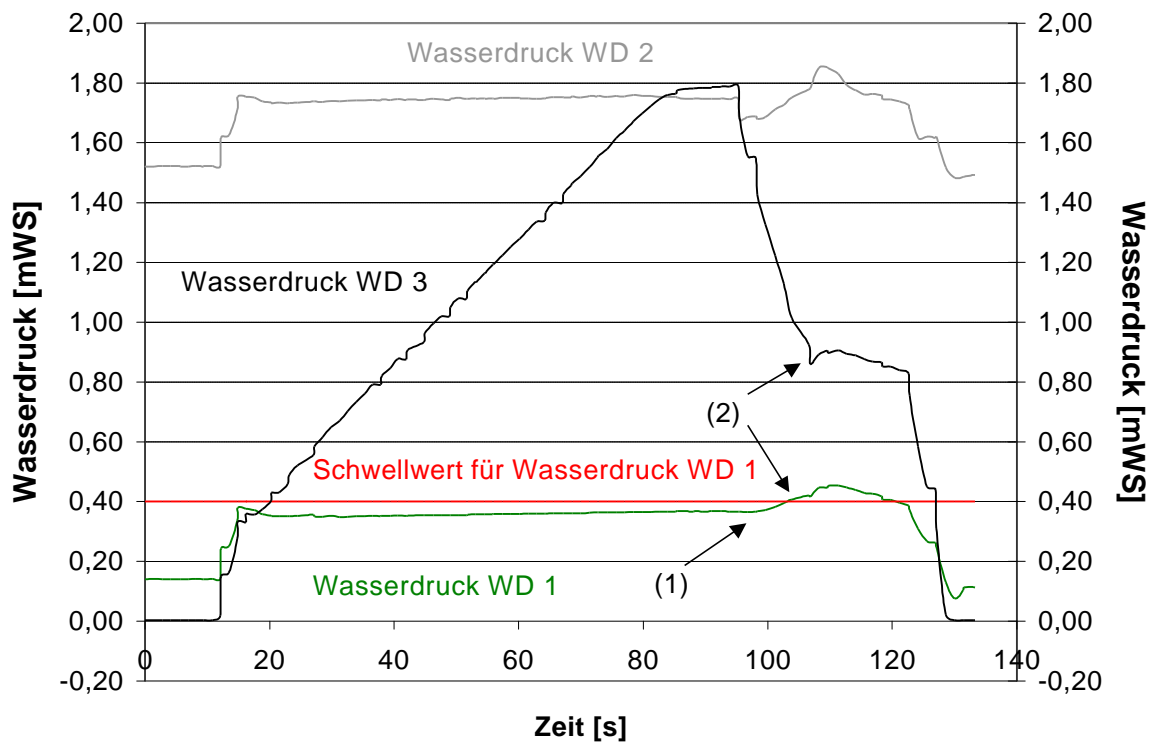


Bild 6.32: Verlauf der Wasserdrücke mit aktivierter Steuerung

Der Versuch wurde mit einer Zuggeschwindigkeit von 0,08 m/s durchgeführt. Als Schwellwert für den Wasserdruckgeber WD 1 wurde eine Wassersäule von 0,4 [mWS] eingestellt. Anhand des Wasserdruckverlaufes (WD 3) kann die Position des Bohreimers während des Versuchs nachvollzogen werden. Zu Beginn des Versuchs beträgt der Wasserdruck unterhalb des Bohreimers 0 mWS. Das bedeutet, daß der Bohreimer sich noch außerhalb des Bohrrohrs befindet. Ab $t = 15$ s erfolgt das langsame Ablassen des Bohreimers auf die Bohrlochsohle. Deutlich ist das Ansteigen des Wasserdrucks zu erkennen. Bei einem Endwert von 1,80 mWS hat der Bohreimer die Bohrlochsohle erreicht ($t = 90$ s). Anschließend erfolgt der Ziehvorgang. Mit Hilfe des Druckluftanschlusses wird während des Ziehvorganges die Wassersäule innerhalb des Bohrrohres angehoben (1), so daß eine Überschreitung des Schwellwertes für den WD 1 eintritt (2). Die Folge ist das Stoppen des Ziehvorgangs. Nach Abfallen des Wasserspiegels unter den Schwellwert ($t = 121$ s) kann der Ziehvorgang fortgesetzt werden.

Mit Hilfe der Wasserspiegelbeobachtung kann somit auf einfache Weise ein Volumeneintrieb in das Bohrrohr festgestellt, protokolliert und für Steuerfunktionen ausgenutzt werden.

6.3.6 Aktive Steuerung des Unterdrucks

Das Grundprinzip bei der aktiven Steuerung des Unterdrucks ist eine Beschleunigung des Druckausgleichs unterhalb des Bohreimers. Der beschleunigte Druckausgleich wird über das Umpumpen von Wasser oberhalb des Bohreimers an seine Unterseite realisiert. Somit erfolgt der Druckausgleich nicht nur durch den Ringspalt zwischen Bohrrohr und Bohreimer sondern es wird ein zusätzliches Wasservolumen für den Druckausgleich zur Verfügung gestellt. Im Versuchsstand wird dieses mit einer Pumpe außerhalb des Bohrrohrs durchgeführt (Bild 6.16). Sie entnimmt das Wasser an der Wasserspiegeloberfläche und befördert es über eine Schlauchleitung an die Unterseite des Bohreimers, wo es durch einen Verteilerkranz gleichmäßig austritt. In Bild 6.33 sind die Auswirkungen des Pumpeneinsatzes auf die Wasserdruckverhältnisse an der Bohrlochsohle (WD 2) zu erkennen. Zum besseren Vergleich der Wirkung sind in dem Graph neben den Meßwerten von WD 1 und WD 3 zwei Druckverläufe des WD 2 dargestellt. Ein Druckverlauf entspricht den gemessenen Druckverhältnissen ohne Einsatz der Pumpe und der zweite mit der unterstützenden Wirkung der Pumpe. Alle Druckverläufe wurden bei einer Ziehgeschwindigkeit von 0,08 m/s ermittelt. Der dargestellte Ziehvorgang ist in 4 Phasen eingeteilt:

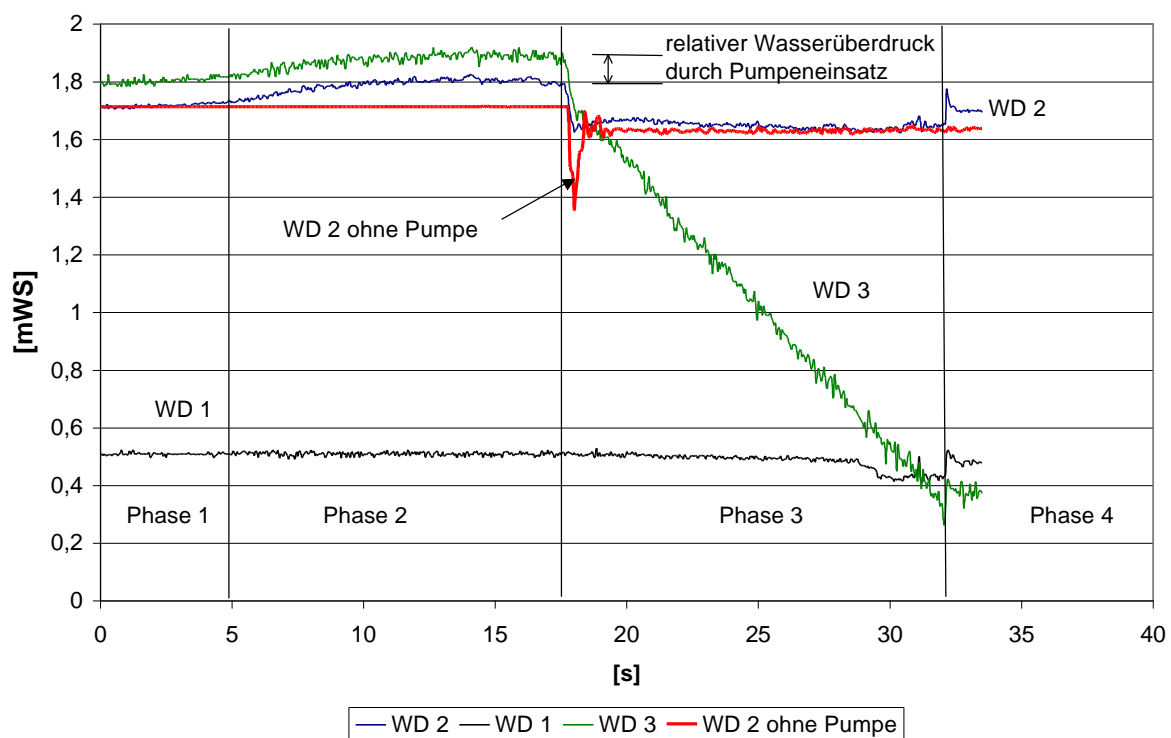


Bild 6.33: Ziehvorgang mit aktiver Steuerung des Unterdrucks, $v = 0,08$ m/s

Phase 1: Zu Beginn des Zugversuches sind die dargestellten Wasserdrücke (WD 1 - WD 3) konstant. Das heißt es finden keine Bewegungen innerhalb des Bohrrohrs statt.

Phase 2: Die Pumpe wird vor dem Ziehvorgang gestartet. Zur Veranschaulichung wird über einen längeren Zeitraum als eigentlich notwendig die maximale Förderleistung der Pumpe aufgebaut und ein Wasserdruckanstieg von 0,12 mWS erreicht. Deutlich ist das Ansteigen der Wasserdrücke an den Aufnehmern WD 2 und WD 3 zu erkennen. Auf den Bereich oberhalb des Bohreimers hat die Wasserdruckerhöhung keinen Einfluß (WD 1).

Phase 3: In der Phase 3 ist das Anziehen und Fördern des Bohreimers aus dem Bohrrohr dargestellt. Sofort nach dem Beginn des Ziehvorganges bildet sich ein Wasserunterdruck unterhalb des Bohreimers aus. Bei beiden Druckverläufen des WD 2 sinkt der Wasserdruck unterhalb des Ausgangswertes von ca. 1,73 mWS ($t = 0$). Deutlich ist jedoch der Unterschied in der maximalen erzeugten Druckdifferenz zu sehen. Während der WD 2 ohne Pumpeneinsatz kurzfristig auf ca. 1,38 mWS abfällt, sinkt der Wert des WD 2 bei einem Pumpeneinsatz nur auf ca. 1,62 mWS. Somit kann besonders für den Zeitpunkt des Anziehens des Bohreimers ein positiver Effekt bezüglich der Druckverhältnisse auf der Bohrlochsohle festgestellt werden. Im weiteren Verlauf des Ziehvorganges ist eine unterstützende Wirkung des Pumpeneinsatzes zu erkennen. Der Wasserdruck an der Bohrlochsohle liegt im Vergleich mit dem Versuch ohne Pumpeneinsatz höher und wirkt sich damit stabilisierend auf die Bohrlochsohle aus.

Phase 4: Phase 4 beschreibt das Ende des Ziehvorgangs. Die Wasserdruckgeber WD 2 und WD 3 zeigen wieder einen konstanten Wasserdruck an.

Im folgenden wird der Einfluß der aktiven Unterdrucksteuerung anhand von 2 unterschiedlichen Ziehgeschwindigkeiten verdeutlicht. In Bild 6.34 sind die Wasserdruckverläufe an der Bohrlochsohle bei einer Ziehgeschwindigkeit von 0,06 m/s

und 0,09 m/s dargestellt. Hierbei ist zu erkennen, daß der relative Wasserunterdruck bis zu einer Geschwindigkeit von 0,06 m/s durch den mit der Pumpe aufgebrachtten Wasserüberdruck ausgeglichen wird. Erst bei höheren Geschwindigkeiten ist ein Wasserdruckabfall unter den Ausgangswert des Wasserdrucks an der Bohrlochsohle zu verzeichnen (WD 2).

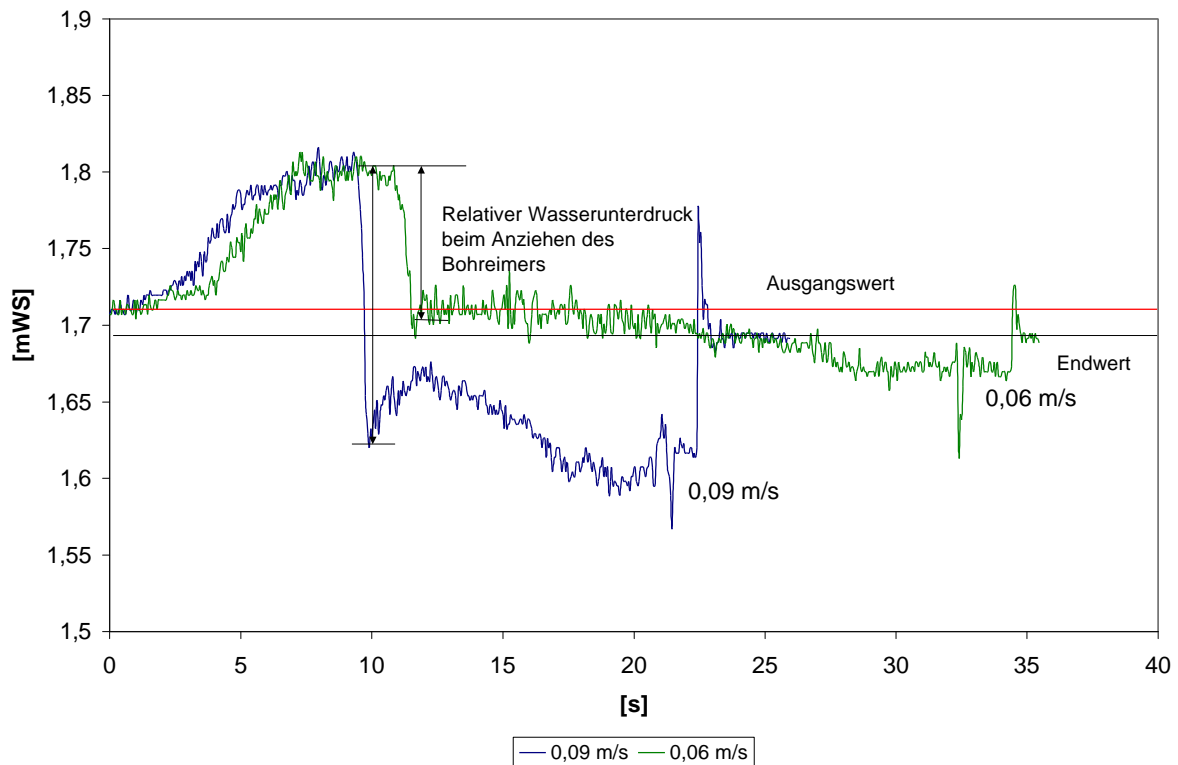


Bild 6.34: Vergleich des relativen Wasserunterdrucks an der Bohrlochsohle (WD 2) bei unterschiedlicher Ziehgeschwindigkeit

Werden die gewonnenen Ergebnisse auf in situ Verhältnisse übertragen, wird deutlich, daß die Einflüsse der durch die Pumpe verursachten Wasserströmungen auf die Wasserdruckverhältnisse beträchtlich sind. Da besonders die kurzzeitig auftretenden hohen Unterdrücke beim Anziehen des Bohreimers zu großen negativen Herstelleneinflüssen führen, diese allerdings durch den Pumpeneinsatz vermieden werden, stellt das entwickelte Verfahren eine gute Möglichkeit für die Minimierung oder Verhinderung von Bodenauflockerungen dar. Auch die Tatsache, daß der Wasserunterdruck unterhalb des Bohreimers während des gesamten Herstellungsprozesses geringer ist als ohne aktive Steuerung, läßt eine positive Wirkung auf die Herstellungseinflüsse erwarten. Es ist allerdings noch zu prüfen wie dieses Prinzip für die heute verwendeten Drehbohrgeräte technisch und wirtschaftlich

umzusetzen ist und ob eine ausreichende Leistungsfähigkeit in situ erreicht werden kann.

6.4 Berechnung der entstehenden Druckdifferenz beim Ziehen des Bohreimers

Im folgenden wird rechnerisch die Entstehung einer relativen Druckdifferenz, die beim Ziehvorgang eines Bohreimers entsteht, beschrieben. Innerhalb dieser Berechnung wird vorausgesetzt, daß sich der Bohreimer nicht mehr im Boden befindet, sondern ausschließlich vom Grundwasser umgeben ist. Diese Voraussetzung entspricht den Gegebenheiten des zuvor beschriebenen Versuchsstandes. Das Berechnungsbeispiel wird wegen der Anschaulichkeit an einem in situ-Versuch erläutert.

Die dem Berechnungsbeispiel zu Grunde gelegten Ausgangswerte stammen aus der Herstellung einer überschnittenen Bohrpfahlwand auf der Baustelle City Carré II in Berlin. Die Herstellung erfolgte nach dem Drehbohrverfahren mit Kellystange und Verrohrung. Der Außendurchmesser der Verrohrung betrug 880 mm, bei einer Wandstärke von 40 mm. Der verwendete Bohreimer besaß einen Durchmesser von 743 mm und eine Nettofläche von 4144 cm². Die Fläche des Nachsaugrohres betrug nach Arbeitsanweisung 190 cm². Anstelle des Kreisausschnittes wird hier bei der späteren Berechnung von einer kreisförmigen Fläche ausgegangen. Der Bohreimer wurde mit einer Endziehgeschwindigkeit von 0,3 m/s gezogen.

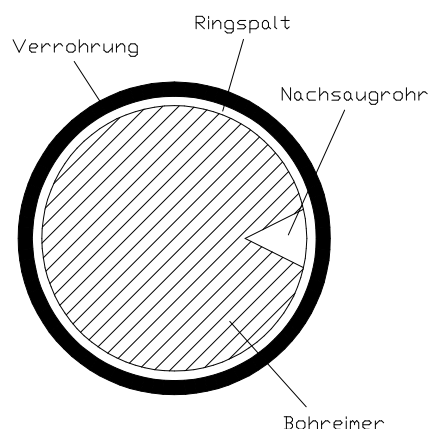


Bild 6.35 : Schematische Darstellung des Bohreimers mit Verrohrung

6.4.1 Druckdifferenz im Ringspalt

Eine strömende Wassermenge, die durch einen Spalt fließt, berechnet sich nach NIKURADSE mit:

$$q' = 4 \cdot \sqrt{g} \cdot \log \frac{3,7 \cdot D_h}{K} \cdot (2a_i)^{1,5} \cdot \sqrt{I} \quad [6.1]$$

Die Durchflußmenge q' bezieht sich auf 1 m Spaltbreite. Die restlichen Unbekannten bedeuten dabei:

- g = Erdbeschleunigung = $9,81 \text{ m/s}^2$
- k = absolute Rauigkeit = $1,00 \text{ mm} = 0,001 \text{ m}$ (Gußeisen, gebraucht)
- $2a_i$ = mittlere Öffnungsweite des Spaltes = $(0,8 - 0,743) / 2 = 0,0285 \text{ m}$
 - \varnothing_R = Innendurchmesser des Rohres = $0,80 \text{ m}$
 - \varnothing_S = Außendurchmesser der Schappe = $0,743 \text{ m}$
- D_h = hydraulischer Durchmesser = $4a_i = 0,057 \text{ m}$ (Spaltströmung)
- I = hydraulisches Gefälle = $(p_0 + h_S \cdot \rho_w - p_u) / (\rho_w \cdot h_S)$

hierbei bedeuten :

- p_0 = Wasserdruck oberhalb der Schappe
- p_u = Wasserdruck unterhalb der Schappe
- ρ_w = Dichte des Wassers = $1,0 \text{ t/m}^3$
- h_S = Höhe der Schappe = $1,2 \text{ m}$

Die Summe $(p_0 + h_S \cdot \gamma_w - p_u)$ entspricht der Druckdifferenz Δp_w .

Um die gesamte Wassermenge q_{RS} , die durch den Ringspalt strömt, zu berechnen, ist es notwendig die Durchflußmenge q' [6.1] mit der Länge des Ringspaltes l_{RS} zu multiplizieren:

$$q_{RS} = q' \cdot l_{RS} = q' \cdot \pi \cdot \frac{\varnothing_R + \varnothing_S}{2} = q' \cdot \pi \cdot 0,7715 \text{ m} \quad [6.2]$$

Daraus folgt:

$$q_{RS} = 4 \cdot \sqrt{9,81} \cdot \log \frac{3,7 \cdot 0,057}{0,001} \cdot 0,0285^{1,5} \cdot \sqrt{\frac{\Delta p_w}{1,0 \cdot 1,2}} \cdot p \cdot 0,07715 \quad [6.3]$$

Die Wassermenge, die durch den Bohreimer verdrängt wird, berechnet sich aus:

$$Q = A_S \cdot v = 0,4144 \cdot 0,3 = 0,1243 \text{ m}^3/\text{s} \quad [6.4]$$

Aufgrund der Kontinuität eines Durchflusses läßt sich Q auf die beiden Öffnungen (Ringspalt und Nachsaugrohr) in Abhängigkeit von der Größe aufteilen.

Daraus folgt:

$$Q = A_S \cdot v = q_{RS} + q_{NR} = A_{RS} \cdot v_{RS} + A_{NR} \cdot v_{NR}$$

- Die Fläche des Ringspaltes berechnet sich zu:

$$A_{RS} = \pi \cdot r_{RS}^2 - \pi \cdot r_S^2 = \pi \cdot (0,4^2 - 0,3715^2) = 0,0691 \text{ m}^2$$

- Die Fläche des Nachsaugrohres ($\varnothing_{NR} = 0,1555 \text{ m}$) beträgt:

$$A_{NR} = \pi \cdot r_{NR}^2 = 0,01900 \text{ m}^2$$

Der Durchfluß Q proportional zur Fläche auf die beiden Öffnungen aufgeteilt ergibt:

$$Q = q_{RS} + q_{NR} = 0,0975 \text{ m}^3/\text{s} + 0,0268 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\Rightarrow q_{RS} = 0,0975 \text{ m}^3/\text{s} \quad [6.5]$$

Durch Gleichsetzen der Gleichungen [6.3] und [6.5], sowie Umformen nach Δp_w ergibt sich:

$$\Delta p_w = \frac{0,0975^2 \cdot 1,0 \cdot 1,2}{16 \cdot 9,81 \cdot \left(\log \frac{3,7 \cdot 0,057}{0,001}\right)^2 \cdot 0,0285^3 \cdot p^2 \cdot 0,7715^2} \quad [6.6]$$

$$\Rightarrow \Delta p_{wRS} = 0,0990 \text{ mWS}$$

6.4.2 Energieverlusthöhen

Zusätzlich zu der Druckdifferenz des Ringspaltes entstehen Energieverlusthöhen durch Ein- und Ausläufe, sowie Reibungsverluste innerhalb des Nachsaugrohres. Die gesamte resultierende Energieverlusthöhe h_v berechnet sich zu:

$$h_v = \sum h_r + \sum h_i \quad [6.7]$$

mit

h_r = Reibungsverluste

h_i = lokale Verluste (Ein- und Ausläufe)

Die durch h_v zusätzlich entstehenden Druckdifferenzen lassen sich aus der erweiterten BERNOULLI-Gleichung ermitteln:

$$\frac{p_o}{\rho_w \cdot g} + \frac{v_o^2}{2g} + z_o = \frac{p_u}{\rho_w \cdot g} + \frac{v_u^2}{2g} + z_u + h_v \quad [6.8]$$

mit

$v_{o/u}$ = Fließgeschwindigkeit ober- /unterhalb des Bohreimers $\Rightarrow v_o = v_u$

$z_{o/u}$ = geodätische Höhe $\Rightarrow z_u = 0$ m; $z_o = h_s$

$p_{o/u}$ = Wasserdruck ober- /unterhalb des Bohreimers $\Rightarrow p_o = \rho_w \cdot g \cdot h_o$

Durch Umformen der Gleichung [6.8] folgt:

$$\begin{aligned} p_u &= (h_o + h_s - h_v) \cdot \rho_w \cdot g = (h_u - h_v) \cdot \rho_w \cdot g \\ \Rightarrow \Delta p_w &= \rho_w \cdot g \cdot h_u - p_u = (h_u - h_u + h_v) \cdot \rho_w \cdot g \end{aligned}$$

$$\boxed{\Delta p_w = h_v \cdot \rho_w \cdot g} \quad [6.9]$$

6.4.3 Einlaufverluste des Ringspaltes

$$h_i = z_i \cdot \frac{v^2}{2g} \quad [6.10]$$

$\zeta_e = 0,5$ (scharfkantiger Einlauf)

v^2 = Geschwindigkeit der Strömung hinter der Störstelle

$$= (q_{RS} / A_{RS})^2 = (0,0975 / 0,06908)^2 = 1,9921 \text{ m}^2/\text{s}^2 \quad (Q = A \times v)$$

Diese Werte eingesetzt in [6.10] ergibt:

$$h_{iRS} = z_i \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,5 \cdot \frac{1,9921}{2 \cdot 9,81}$$

$$\Rightarrow h_{iRS} = \mathbf{0,0508 \text{ m}}$$

6.4.4 Auslaufverluste des Ringspaltes

$$h_i = z_i \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$\zeta_B = [1 - (D1/D2)^2]^2 = [1 - (0,057/0,8)^2]^2 = 0,9899$$

$$h_{iaRS} = 0,9899 \cdot 0,3^2 / 2g$$

$$\Rightarrow h_{iaRS} = \mathbf{0,0046 \text{ m}}$$

6.4.5 Rohrreibungsverluste des Nachsaugrohres

$$h_r = l \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad [6.11]$$

L = Länge des Rohres = 1,2 m

D = Durchmesser des Rohres = 0,1555 m

$$V^2 = (q_{NR} / A_{NR})^2 = (0,02681 / 0,01899)^2 = 1,4118^2 \text{ m}^2/\text{s}^2$$

λ = Widerstandsbeiwert, abhängig von Re und k/D

$$\text{Re} = \frac{v \cdot L}{\eta} = \frac{1,4118 \cdot 1,2}{1,31 \cdot 10^{-6}} = 1,2932 \cdot 10^6$$

$$k/D = 0,001 / 0,1555 = 6,4309 \cdot 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \lambda = 0,033 \text{ (Moody-Diagramm)}$$

Diese Werte eingesetzt in [6.11] ergibt:

$$\Rightarrow h_{rRS} = \mathbf{0,0257 \text{ m}}$$

6.4.6 Einlaufverluste des Nachsaugrohres

$$h_i = z_i \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$\zeta_v = (1/\psi - 1)^2$ = für eine unstetige Verengung

$$\psi = 0,63 + 0,37 \cdot (D_2 / D_1)^4 = 0,63 + 0,37 \cdot (0,1555 / 0,80)^4 = 0,6305$$

$$v^2 = (0,02681/0,01899)^2 = 1,4118^2 \text{ m}^2/\text{s}^2$$

$$\Rightarrow h_{ieNR} = \mathbf{0,0349 \text{ m}}$$

6.4.7 Auslaufverluste des Nachsaugrohres

$$h_i = z_i \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$\zeta_B = [1 - (D_1/D_2)^2]^2 = [1 - (0,1555/0,8)^2]^2 = 0,9259$$

$$h_{iaNR} = 0,9259 \cdot 0,3^2 / 2g$$

$$\Rightarrow h_{iaNR} = \mathbf{0,0042 \text{ m}}$$

6.4.8 Resultierende Druckdifferenz

Nach Gleichung [6.7] und [6.9] errechnet sich demnach die resultierende Druckdifferenz zu:

$$\Rightarrow \Delta p_{\text{wres}} = \Delta p_{\text{wRS}} + (h_{\text{ieRS}} + h_{\text{iaRS}} + h_{\text{rNR}} + h_{\text{ieNR}} + h_{\text{iaNR}}) \cdot \rho_{\text{w}} \cdot g = \underline{\underline{0,2192 \text{ mWS}}}$$

Analog zu dem angeführten Berechnungsbeispiel wurden die zu erwartenden Unterdrücke in den Modellversuchen unter der Annahme entsprechender Geometrie und Werkstoffangaben ermittelt. Anschließend wurden die Berechnungsergebnisse den gemessenen Unterdruckwerten gegenübergestellt. In Bild 6.36 ist beispielhaft ein Vergleich der Druckdifferenzen dargestellt.

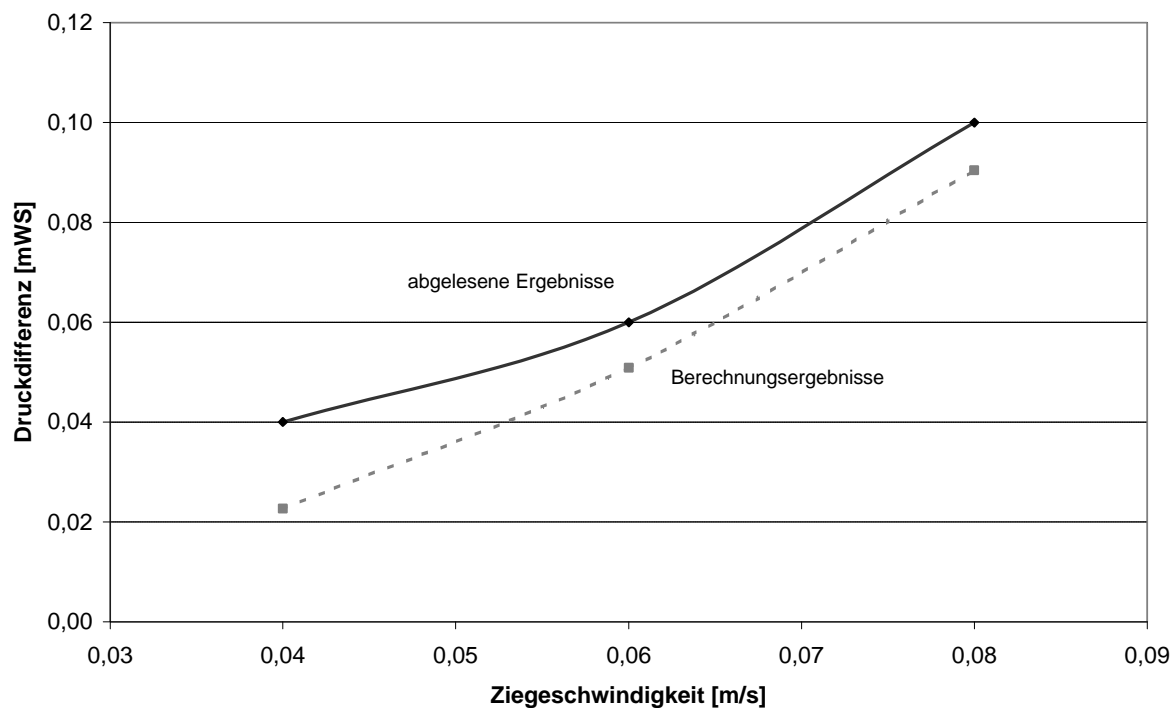


Bild 6.36: Vergleich der Druckdifferenzen im Versuchsstand

Die rechnerisch ermittelten Unterdrücke liegen unterhalb der gemessenen Werte. Die maximale Abweichung beträgt hierbei 0,018 mWS. Es besteht eine hinreichende Übereinstimmung der Werte.

Mit den gewählten rechnerischen Ansätzen ist es ebenfalls möglich, auf einfache Weise eine Druckdifferenz in Abhängigkeit von der Durchflußfläche anzugeben. In Bild 6.37 sind die Ergebnisse einer Berechnung für unterschiedliche Ziehgeschwindigkeiten dargestellt.

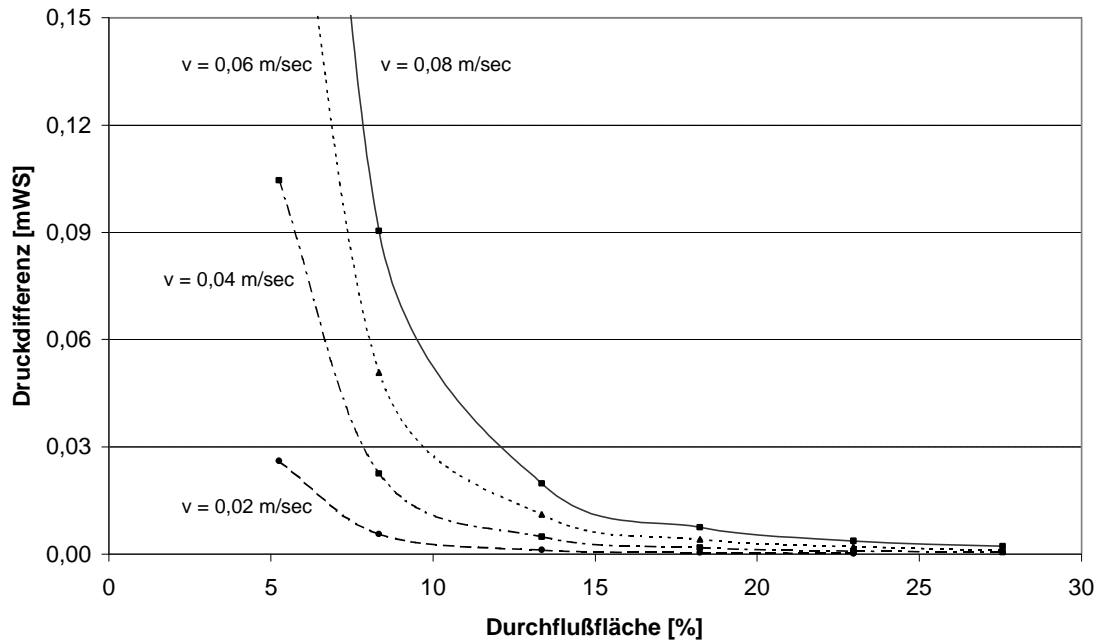


Bild 6.37: Druckdifferenz im Versuchsstand in Abhängigkeit von der Durchflußfläche

Für eine weitere Überprüfung der Anwendbarkeit des Berechnungsansatzes wurden Versuchsergebnisse aus den in Kapitel 4.3 beschriebenen in situ Versuchen nachgerechnet. Hierzu wurden die gemessenen Wasserdruckdifferenzen im Bereich 2 aus den Versuchen 6, 7 und 14 herangezogen (vergleiche Tabelle 4.4). In Bild 6.38 sind die gemessenen und berechneten Wasserdruckdifferenzen dargestellt.

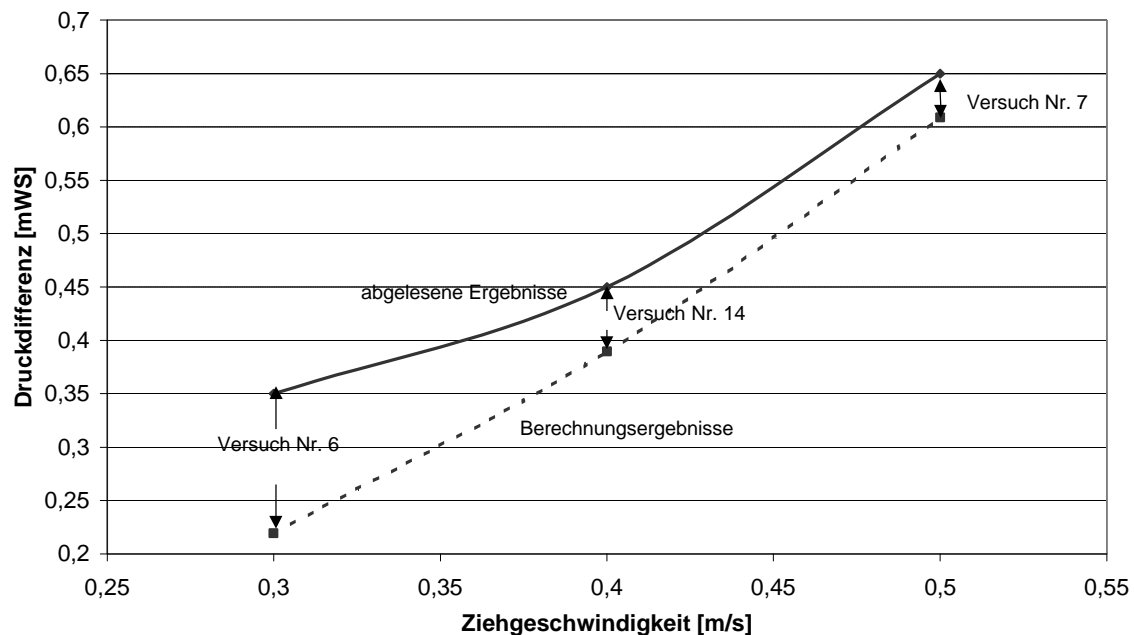


Bild 6.38: Vergleich der Druckdifferenzen aus in situ Versuchen und Berechnungen

Auch hier lässt sich eine gute Übereinstimmung der Wasserdruckdifferenzen erkennen. Die maximale Abweichung zwischen den Ergebnissen liegt bei 0,18 mWS, wobei die berechneten Werte unterhalb der gemessenen liegen.

Die wesentlichen Eingangsparameter in der oben durchgeführten Berechnung sind die Dichte des Wasser sowie die Rauigkeitsbeiwerte für den Bohrer und die Verrohrung. Sie wurden für die Berechnung mit $\rho_w = 1,0 \text{ t/m}^3$ und $k = 1,00 \text{ mm}$ abgeschätzt. Der Einfluß einer Änderung der Eingangsparameter auf das Berechnungsergebnis wird anhand des folgenden Diagramms verdeutlicht (Bild 6.39). In dem Diagramm werden fünf verschiedene Parametervariationen sowie die in situ Meßergebnisse dargestellt. Die Variationen beinhalten die Erhöhung der Dichte des Wasser und der absoluten Rauigkeit. In der Tabelle 6.4 sind die Variationen mit ihren Eingangswerten angegeben.

Tabelle 6.4: Parametervariationen für die Berechnung der Druckdifferenz

Variation	Rauhigkeit k [mm]	Dichte ρ_w [t/m ³]
A	1,0	1,0
B	1,0	1,1
C	1,0	1,2
D	1,5	1,0
E	1,5	1,2

Aus dem Vergleich der einzelnen Berechnungsergebnisse läßt sich ableiten, daß sowohl die Erhöhung der Dichte, als auch die Erhöhung der absoluten Rauhigkeit eine größere Wasserdruckdifferenz zur Folge hat. Hierdurch wird ein besserer Angleich an die gemessenen in situ Werte erreicht. Bei der Variation D und B ist ab einer Ziehgeschwindigkeit von 0,4 m/s eine sehr gute Übereinstimmung der errechneten mit den gemessenen Wasserdruckverläufe zu erkennen, während die Variationen C und E zu hohe Druckdifferenzen ergeben.

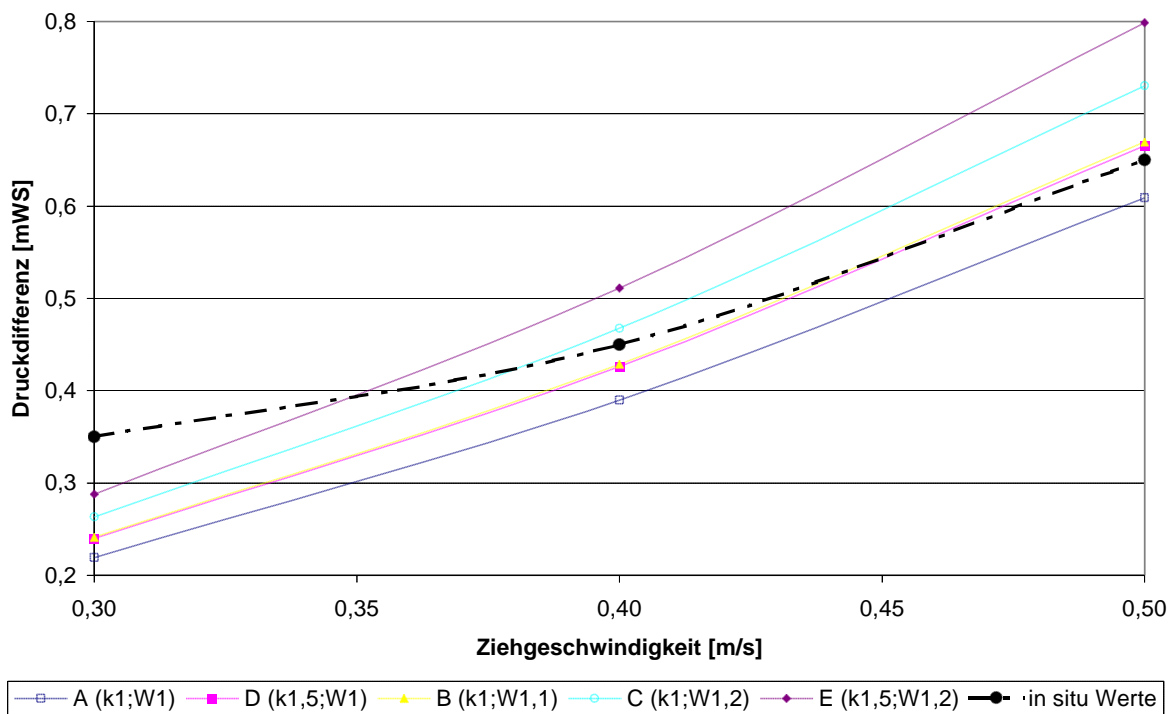


Bild 6.39: Ermittelte Druckdifferenz bei Erhöhung der Dichte und der Rauhigkeit

Die durchgeführte Parameterstudie macht deutlich, daß für eine Berechnung der Wasserdruckdifferenzen eine möglichst exakte Bestimmung oder Abschätzung der Eingangsparameter nötig ist. In diesem Zusammenhang kann jedoch noch nicht auf gesicherte Werte zurückgegriffen werden. Hier könnten Herstellerangaben über die Rauigkeit von Bohrwerkzeugen und Bohrrohren zukünftig Abhilfe schaffen. Für die Ermittlung der Dichte des Wassers sollten weitere Untersuchungen bei der Bohrpfahlherstellung durchgeführt werden. Eine Dichte von $1,2 \text{ t/m}^3$ ist jedoch realistisch und konnte anhand von eigenen in situ Versuchen nachgewiesen werden.

Bei der Vorgabe von realistischen Eingangsparameter ist der gewählte Berechnungsansatz für eine Abschätzung von Wasserdruckdifferenzen, die beim Ziehen eines Bohreimers durch eine Wassersäule entstehen, geeignet.

6.4.9 Schlußfolgerungen aus den Modellversuchen und Vergleichsrechnungen

Anhand des vorgestellten Versuchsstandes mit Überwachungs- und Steuerfunktionen wurden Möglichkeiten aufgezeigt, wie durch geeignete Maßnahmen der hydraulische Grundbruch erkannt bzw. vermieden werden kann. Die verwendete Meß- und Steuertechnik entspricht handelsüblichen Gerätschaften, die für einen Einsatz in situ einsetzbar sind. Für die geeignete Wahl von Schwellwerten und Steueralgorithmen müssen weitere Untersuchungen durchgeführt werden, die in situ Messungen an Drehbohrgeräten mit einschließen müssen. Nur so ist eine sinnvolle Umsetzung der aufgezeigten Ansätze in den täglichen Bauablauf möglich. Hierbei ist eine enge Zusammenarbeit mit Geräteherstellern und ausführenden Unternehmen unabdingbar. Eine erfolgreiche Umsetzung würde zu einer verbesserten Qualitätssicherung beitragen.

Mit Hilfe des aufgezeigten Berechnungsansatzes ist eine Abschätzung des zu erwartenden Wasserunterdrucks beim Ziehen von Bohreimern möglich. Dadurch kann eine Anpassung der Ziehgeschwindigkeit oder einer einzuhaltenden Wasserauflast schon zu Beginn einer Baumaßnahme durchgeführt werden. Der in der EN 1536 geforderte Wasserüberdruck von mindestens 1,0 m Spiegeldifferenz könnte mit dem errechneten Wasserunterdruck beaufschlagt werden und dadurch eine zusätzliche Sicherheit gegen einen hydraulischen Grundbruch bieten.

7 Schlußfolgerungen und Empfehlungen

7.1 Allgemeines

In der vorliegenden Arbeit wurden nach einer Einführung in die Herstellverfahren von Bohrpfählen die Probleme, die bei der verrohrten Bohrpfahlherstellung im Grundwasser auftreten, erläutert und der Umgang mit Ausführungsschwierigkeiten in Praxis, Norm und Forschung dargestellt. Ein weiterer Bestandteil der Arbeit war die Durchführung von Versuchen in situ und am Modell, die zur Klärung von hydro- und bodenmechanischen Vorgängen dienten. Im folgenden werden die wichtigsten Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen und Versuche aufgeführt und auf Grundlage der ausgewerteten Literatur und der erzielten Versuchsergebnisse bewertet und Schlußfolgerungen getroffen. Im Verlauf der Arbeit konnten nicht alle Fragestellungen endgültig und umfassend genug beantwortet werden, so daß für einzelne Teilbereiche weiterer Untersuchungsbedarf aufgezeigt wird.

7.2 Bohrpfahlherstellung und Bohrwerkzeuge

Ein Grund für das Auftreten von Schäden bei der Bohrpfahlherstellung ist neben einer unzureichenden Baugrunderkundung häufig eine mangelnde Qualitätssicherung während der Herstellung. Fehlende Meßeinrichtungen und unzureichende Kontrollmaßnahmen legen die Überprüfung von wichtigen Herstellungseinflüssen auf die Tragfähigkeit und Qualität von Pfählen in den Ermessensspielraum der Bohrmannschaft. Insbesondere die Wahl des Durchmesserverhältnisses von Bohrrohr zu Bohrwerkzeug, die Ziehgeschwindigkeit des Bohrwerkzeuges, sowie die Überwachung der aufgetragenen Wasserauflast zur Stützung der Bohrlochsohle sind hierbei als wesentliche Punkte zu nennen. Alle drei Faktoren haben einen Einfluß auf die Entstehung von hydraulischen Grundbrüchen während der Bohrpfahlherstellung. Die Festlegung der Faktoren werden derzeit nach möglichst hoher Bohrleistung ausgerichtet und die Kontrolle erfolgt besonders bei der Ziehgeschwindigkeit nach "Augenmaß und Gefühl". Für die Zukunft sollte im Sinne einer Qualitätssicherung ein Verfahren entwickelt werden, das sowohl die Ziehgeschwindigkeit als auch den Wasserstand im Bohrrohr während der Pfahlherstellung permanent erfaßt und mit den Daten das allgemeine Bohrprotokoll ergänzt. Auf diese Weise kann bei einer

nachträglichen Beurteilung der Pfahlherstellung der Herstellungsprozeß besser analysiert und der Einfluß der genannten Faktoren auf die Pfahlqualität konkretisiert werden. In der Regel fehlen derzeit diese wichtigen Herstellungsparameter und können im Nachhinein nur grob abgeschätzt oder rekonstruiert werden.

In den untersuchten nationalen und internationalen Fachnormen sind bezüglich der Durchmesser-Verhältnisse, der Ziehgeschwindigkeit sowie der Wasserauflast keine konkreten Richt- oder Grenzwerte festgelegt, so daß die Qualität der Pfahlherstellung stark von der Qualifikation der Unternehmen abhängt.

Bei der Betrachtung der Entwicklung der deutschen Bohrpfahlnorm DIN 4014 wurde festgestellt, daß Ansätze zur Vermeidung der schädlichen Kolbenwirkung insbesondere die Beschränkung des Bohrwerkzeugdurchmessers und die Erwähnung des Einflusses der Ziehgeschwindigkeit des Bohrwerkzeuges nicht in die DIN 4014 von 1990 übernommen wurden. Auf Grund der durchgeführten Wasserdruckmessungen, die das Ausmaß der entstehenden relativen Wasserunterdrücke zeigen, erscheint eine Neubelebung der Diskussion bezüglich der Begrenzung der Durchmesser-Verhältnisse und/ oder der Ziehgeschwindigkeit von Bohrwerkzeugen als empfehlenswert. Für zukünftige Untersuchungen sollte die Ermittlung eines maximalen Durchmesser-Verhältnisses in Abhängigkeit von der Zuggeschwindigkeit im Vordergrund stehen, so daß schon im Vorfeld der Pfahlherstellung einer schädlichen Kolbenwirkung vorgebeugt werden kann.

Eine Alternative zur Begrenzung des Durchmesser-Verhältnisses ist die Einführung eines vergleichbaren Richtwertes über die Definition der Durchflußfläche. Speziell beim Einsatz von Bohreimern gibt das reine Durchmesser-Verhältnis keinen Anhaltspunkt für die tatsächliche Durchflußfläche, da ein vorhandenes Nachsaugrohr nicht berücksichtigt wird. Über die Anpassung des Nachsaugrohres kann eine konstante Durchflußfläche erreicht werden. Die Anpassung kann hierbei durch eine geometrische Vergrößerung des Nachsaugkanals oder mittels technischer Zusatzgeräte wie z.B. Pumpen, die eine gleichwertige Durchflußmenge gewährleisten, erfolgen.

Positive Tendenzen hinsichtlich der Qualitätssicherung zeigen sich in der europäischen Norm EN 1536, die die Maßnahmen zur Vermeidung von Einflüssen aus der Herstellung qualitativ ausführlicher behandelt.

7.3 In situ Versuche

Insgesamt wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit auf drei Baustellen 24 Wasserdruckmessungen bei der Herstellung von verrohrten Bohrpfählen durchgeführt. Davon fallen 18 Messungen auf den Einsatz von Bohreimern und 6 auf den Einsatz von Sand- und Kiespumpen. Anhand der gewonnenen Daten kann eine differenzierte Aussage über den Verlauf der Wasserdruckänderungen im Bohrrrohr getroffen werden. Somit können für die entscheidenden Arbeitsabläufe, das Lösen und das Fördern des Bohrwerkzeuges, quantitative Aussagen über die Größe und zeitliche Ausdehnungen des Wasserdrucks auf der Bohrlochsohle getroffen werden.

Anhand der in situ Versuche wird deutlich, daß der Einfluß der Durchflußfläche zwischen Bohrrrohr und Bohrwerkzeug sowie die Ziehgeschwindigkeit einen entscheidenden Einfluß auf die Entstehung von hydraulischen Grundbrüchen hat. Während der Messungen an Bohreimern wurden Spitzenwerte von ca. 5 mWS Wasserdruckdifferenz bei Ziehgeschwindigkeiten von 0,5 m/s ermittelt. Der Innendurchmesser des Bohrrrohrs betrug hierbei 800 mm, der Durchmesser des Bohreimers 780 mm. Es konnte außerdem gezeigt werden, daß es schon bei geringen Wasserdruckdifferenzen zu hydraulischen Grundbrüchen und damit zu erheblichen Einspülungen von Boden in das Bohrrrohr kommen kann.

Aus den Versuchen wird deutlich, daß die Gefahr von hydraulischen Grundbrüchen in Form von Anhebungen der Bohrlochsohle (Sohlverschiebung) bei der konventionellen Bohrpfahlherstellung besteht und in der Regel nur durch permanente Lotungen der Bohrlochsohle erkannt werden kann. Eine permanente Lotung durch händische Messungen ist in der Praxis nicht durchführbar und eine dahingehende Forderung nicht realistisch. Dennoch gehört eine Tiefenmessung des Bohrwerkzeuges zum Stand der Technik und ist heute in den meisten Bohrgeräten installiert. Eine gezielte Ausnutzung der Tiefenanzeige in bezug auf die Lage der Bohrlochsohle kann schon während der Pfahlherstellung auf das Problem der Sohlverschiebung aufmerksam machen und

notwendige Änderungen der Herstellungsparameter (Ziehgeschwindigkeit, Durchflußfläche, Wasserauflast) aufzeigen. Eine graphische Auswertung des so ermittelten Bohrfortschrittes sollte dem Bohrprotokoll beigelegt werden.

7.4 Modellversuche

Anhand der durchgeführten Modellversuche konnten 3 Ansätze zu Erkennung und Vermeidung von hydraulischen Grundbrüchen aufgezeigt werden. Hierbei spielt die permanente Beobachtung der Zugkraft beim Abheben des Bohrwerkzeuges sowie die Beobachtung des Wasserspiegels im Bohrrohr eine wesentliche Rolle.

Über den Verlauf der Zugkraft konnte in den Modellversuchen eine Sohlverschiebung erkannt werden. Während sich bei einem "normalen" Abheben des Bohrwerkzeuges die Zugkraft schnell von dem Maximalwert (lösen des Bohreimer aus dem Boden) auf den Wert des freien Ziehens (der Bohreimer bewegt sich innerhalb der Wassersäule) abfällt, zeigt sich bei einer Sohlverschiebung ein Bereich eines mittleren Kraftniveaus. D.h. es besteht ein längerer Übergang zwischen dem Lösen des Bohrwerkzeuges aus dem Boden und dem freien Ziehen des Bohreimers durch die Wassersäule. Der Übergang beruht auf dem mitreißen der Bohrlochsohle durch den Bohreimer. Unter Berücksichtigung einer Weg-Zeit Bedingung (spätestens nach einer Bohreimerlänge muß die Maximale Zugkraft auf das Niveau des freien Ziehens abfallen) kann eine Sohlverschiebung erkannt werden.

Durch die permanente Beobachtung können neben der üblichen Kontrolle des Wasserspiegels auch plötzliche Wasserstandsänderungen erkannt, protokolliert und für das zielgerichtete Auslösen von Steuerfunktionen ausgenutzt werden. Plötzliches Anheben des Wasserspiegels beruht auf der Zunahme des Volumens im Bohrrohr durch das Einströmen von Wasser und Boden in die Verrohrung. Steigt der Wasserspiegel während des Ziehvorganges über einen Grenzwert an, so kann durch eine Steuerfunktion der Ziehvorgang unterbrochen und einen hydraulischen Grundbruch entgegengewirkt werden. Die Überwachungs- und Steuerfunktion konnte in den Modellversuchen durch handelsübliche Meßtechnik realisiert werden. Eine durchgeführte Protokollierung des Wasserstandes sollte das Bohrprotokoll ergänzen.

Der dritte Ansatz, der bei den Modellversuchen verfolgt wurde, ist die aktive Steuerung des Unterdrucks. Das Grundprinzip der aktiven Steuerung ist eine Beschleunigung des Druckausgleichs unterhalb des Bohreimers. Dieses wird im Modell über das Umpumpen von Wasser oberhalb des Bohreimers an seine Unterseite realisiert. Somit erfolgt der Druckausgleich nicht nur durch den Ringspalt zwischen Bohrrrohr und Bohreimer, sondern es wird ein zusätzliches Wasservolumen für den Druckausgleich zur Verfügung gestellt. In den Modellversuchen konnte besonders für den Zeitpunkt des Abhebens ein positiver Effekt bezüglich der Druckverhältnisse auf der Bohrlochsohle festgestellt werden. Im weiteren Verlauf des Ziehvorganges ist eine unterstützende Wirkung des Pumpeneinsatzes zu erkennen. Der Wasserdruck an der Bohrlochsohle liegt im Vergleich mit den Versuchen ohne Pumpeneinsatz höher und wirkt sich damit stabilisierend auf die Bohrlochsohle aus. Aufgrund der Modellversuche erscheint eine Umsetzung der aktiven Steuerung in die heutige Maschinentechnik als eine sinnvolle, aber auch technisch anspruchsvolle und damit kostenintensive Möglichkeit, den erzeugten Unterdruck beim Ziehen von Bohreimern zu verringern.

7.5 Berechnungsansatz zur Ermittlung der entstehenden Druckdifferenz beim Ziehen eines Bohreimers

In der vorliegenden Arbeit wurden sowohl in situ als auch in Modellversuchen Druckdifferenzen beim Ziehen von Bohreimern gemessen. Diese wurden mit Hilfe eines rechnerischen Ansatzes nachvollzogen. Innerhalb der Berechnungen wird vorausgesetzt, daß sich der Bohreimer nicht mehr in der Pfahlsohle befindet, also sich frei in der Wassersäule bewegt. Anhand des aufgezeigten Berechnungsansatzes und den damit durchgeführten Vergleichsrechnungen kann ausgesagt werden, daß eine Abschätzung des zu erwartenden Wasserunterdrucks beim Ziehen von Bohreimern möglich ist. Für eine genauere Berechnung sind jedoch weitere Untersuchung zu Bestimmung von Eingangsparametern erforderlich. Hierbei spielt eine exakte Bestimmung von Rauigkeitswerten des Bohrwerkzeuges und des Bohrrohrs sowie der Wichte des Wasser eine Große Rolle. Hinzu kommt die Bestimmung von Widerstandsbeiwerten für die Ermittlung der Ein- und Auslaufverluste im Bereich des Ringspaltes und des Nachsaugkanals. In diesem Zusammenhang sind die Hersteller von Bohrwerkzeugen gefragt, die für ihre Produkte in der Zukunft entsprechende Kennziffern angeben sollten.

7.6 Zusammenfassende Empfehlungen und weiterer Untersuchungsbedarf

Im folgenden werden auf Grundlage der vorliegenden Arbeit abschließende Empfehlungen in Hinblick auf eine verbesserte Qualitätskontrolle ausgesprochen und weiterer Untersuchungsbedarf aufgezeigt:

- Der allgemeine Trend der Erfassung und Visualisierung von Maschinendaten sollte mehr in den Bereich geotechnischer Fragestellungen ausgeweitet werden. Hierzu gehört die kontinuierliche Erfassung wesentlicher Herstellungsparameter wie die Ziehgeschwindigkeit, der Wasserstand im Bohrrohr, die aufgebrachte Zugkraft beim Ziehen des Bohrwerkzeuges sowie die Lage der Bohrlochsohle bei der Herstellung von Bohrpfählen. Es wird empfohlen, das allgemeine Bohrprotokoll mit den ermittelten Parametern zu ergänzen. Hierdurch kann eine nachträgliche Beurteilung des Herstellprozesses umfassender durchgeführt werden.
- Die durchgeführten Modellversuche haben gezeigt, daß bei einer Erfassung und zeitgleichen Auswertung der oben aufgeführten Herstellungsparameter ein sinnvolles Regel- und Steuerungssystem zur Vermeidung von hydraulischen Grundbrüchen eingesetzt werden kann. Inwieweit sich ein solches System in der Praxis bewährt, kann nur durch weitere 1:1 Versuche bestimmt werden. Hier ist weitere Forschungsarbeit in enger Zusammenarbeit mit Geräteherstellern und Fachunternehmen erforderlich. Im Sinne einer sichreren Bohrpfahlherstellung wird empfohlen, die erforderlichen Forschungsarbeiten kurzfristig zu beginnen und sowohl von der Forschung als auch von der Wirtschaft zu unterstützen.
- Die durchgeführten in situ Versuche bestätigen die reale Gefahr von hydraulischen Grundbrüchen. Diese können schon bei kleinen relativen Durckdifferenzen auftreten. Da derzeit keine technischen Lösungen für die Erkennung und Vermeidung von hydraulischen Grundbrüchen zur Verfügung steht, erscheint eine Neubelebung der Diskussion bezüglich der Begrenzung der Durchmesserhältnisse und/ oder der Ziehgeschwindigkeit von Bohrwerkzeugen als empfehlenswert. Gleichzeitig sollte an der Entwicklung von technischen Lösungen gearbeitet werden.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Bei der Bohrpfahlherstellung kann es zu Auflockerungen im Erdreich kommen, die das Tragverhalten des fertigen Pfahls beeinträchtigen und Setzungen verursachen können. Dieses Wissen spiegelt sich auch in der Normung wider. Wie herstellungsbedingte Bodenauflockerungen vermieden werden können, wird jedoch nur in allgemeinen Bemerkungen beschrieben. Für das Entstehen von Bodenauflockerungen ist eine Vielzahl von Faktoren verantwortlich. Wesentlich ist die Bewegung der Bohrwerkzeuge im Bohrloch. In der Fachliteratur wird dieser Aspekt nicht ausreichend beachtet.

Das Ziel dieser Arbeit ist die Darlegung und die Analyse von maßgebenden Faktoren für Auflockerungen im Baugrund bei der Bohrpfahlherstellung. Hierdurch sollen ein Beitrag zum besseren Verständnis über die bodenmechanischen und hydraulischen Vorgänge in einem mit Wasser gefüllten Bohrloch erbracht und Grundlagen für neue Ansatzpunkte bei der Qualitätssicherung geschaffen werden.

In dieser Arbeit wird einleitend der Stand der Forschung und der Technik bei der konventionellen Bohrpfahlherstellung vorgestellt und Einflüsse der Herstellung auf die Pfahlqualität und Tragfähigkeit aufgezeigt.

Ein Schwerpunkt der Arbeit liegt in der Betrachtung von Bodenauflockerungen, die durch relative Wasserunterdrücke beim Ziehen von Bohrwerkzeugen verursacht werden. Durch die erzeugten Unterdrücke entstehen an der Bohrlochsohle hydraulische Grundbrüche, die zu erheblichen Qualitätseinbußen bei der Pfahlherstellung führen. Die wesentlichen Faktoren für die Entstehung und Vermeidung von hydraulischen Grundbrüchen werden dargestellt und bewertet.

Durch ein umfangreiches Meßprogramm wurden bei der Bohrpfahlherstellung Wasserdruckverläufe innerhalb von Bohrröhren qualitativ und quantitativ ermittelt. Es konnte gezeigt werden, daß es schon bei geringen Wasserunterdrücken zu hydraulischen Grundbrüchen und damit zu erheblichen Einspülungen von Boden in das Bohrrohr kommen kann. Aus dem Vergleich durchgeführter Rammsondierungen konnten auffällige Änderungen der Lagerungsdichte auf Grund der Bohrpfahlherstellung erkannt werden. Hierbei traten Umlagerungen in lockerere und dichtere Lagerung auf.

Ein weiterer Teil der Arbeit beschäftigt sich mit der Untersuchung nationaler und internationaler Bohrpfahlnormen hinsichtlich herstellungsregelnder Angaben. Im Mittelpunkt der Betrachtungen stehen die in den Normen getroffenen Aussagen zur Verrohrung und zu Bohrarbeiten, die sich auf den Kraftschluß zwischen Pfahl und Boden auswirken. Auf die schädliche Kolbenwirkung beim Ziehen von Bohrwerkzeugen wird in den untersuchten Normen nur unzulänglich eingegangen. In allen Normen wird deutlich gemacht, daß für die Herstellung von Bohrpfählen nur erfahrene Fachunternehmen in Frage kommen.

Mit Hilfe von Modellversuchen werden Möglichkeiten aufgezeigt, wie durch geeignete Maßnahmen der hydraulische Grundbruch erkannt bzw. vermieden werden kann. Hierbei spielt die Beobachtung des Wasserspiegels im Bohrrohr, die Erfassung der Kraft am Zugseil sowie eine aktive Steuerung zur Verminderung des Wasserunterdrucks unterhalb des Bohrwerkzeugs eine wesentliche Rolle.

Eine sinnvolle Umsetzung der aufgezeigten Ansätze in den täglichen Bauablauf würde zu einer verbesserten Qualitätssicherung bei der konventionellen Bohrpfahlherstellung unter dem Grundwasserspiegel führen. Dieses kann jedoch nur in enger Zusammenarbeit mit Geräteherstellern und ausführenden Unternehmen durchgeführt werden.

Die Qualitätssicherung während der Pfahlherstellung weist in einigen Punkten noch Schwachstellen auf. Insbesondere sollte die Kontrolle und Protokollierung des Wasserspiegelstands und der verwendeten Ziehgeschwindigkeiten bei der Dokumentation der Pfahlherstellung berücksichtigt werden.

9 Abbildungsverzeichnis

Bild 2.1: Mantelreibung und Spitzendruck [SIMMER 1992]	7
Bild 2.2: Anordnung von Bohrpfählen zur Baugrubenumschließung [RODATZ 1994]	9
Bild 2.3: Veränderung des Tragfähigkeitsanteils der Mantelreibung und des Spitzendrucks in Abhängigkeit von der Belastung [Terzaghi, Peck 1961, Rodatz 1994]	11
Bild 2.4: Rückgang der Mantelreibung am Pfahlfuß in dichtem Sand [VESIC 1970]	12
Bild 2.5: Einfluß der Pfahlherstellung auf die Mantelreibung [SEITZ, SCHMIDT 2000]	13
Bild 2.6: Idealisertes Verformungsverhalten eines Bohrpfahls in rauhem Gestein [Schmidt 1999]	14
Bild 2.7: Gemessene Pressungsverteilung unter dem Pfahlfuß [STAMM 1988]	15
Bild 2.8: Herstellungsphasen beim Greiferbohren [Bauer-Produktinformation]	17
Bild 2.9: Filterkuchenbildung an der Grenzfläche Boden/Suspension bei feinkörnigen Böden, [KARSTEDT, RUPPERT 1980, Rodatz 1994]	18
Bild 2.10: Verrohrungselemente [SEITZ, SCHMIDT 2000]	19
Bild 2.11: Greifersysteme [Bauer-Produktinformation]	20
Bild 2.12: Drehbohrwerkzeuge [Bauer-Produktinformation]	21
Bild 2.13: Sand- und Kiespumpe [SEITZ, SCHMIDT 2000]	22
Bild 2.14: Drehbohren mit Endlosschnecke [Rodatz 1993]	23
Bild 2.15: Spülbohrverfahren [RÜBENER, STIEGLER 1978]	24
Bild 2.16: Einflußgrößen auf die Tragfähigkeit von Pfählen [HARTUNG 1993]	25
Bild 2.17: Drucksondierungsergebnisse vor und nach der Pfahlherstellung [QUAST 1993]	26
Bild 2.18: Einbruchkrater nach Pfahlherstellung [QUAST 1993]	27
Bild 2.19: Einfluß der Ziehgeschwindigkeit des Bohreimers auf die relative Änderung der Lagerungsdichte [HARTUNG 1994]	29
Bild 2.20: Ausbreitung des Frischbetons ohne und mit seitlicher Behinderung, [BÖHLING, GIESBRECHT 1998]	30
Bild 2.21: Maßnahmen zur Verhinderung von Auflockerungen beim Aushub [SCHNELL 1996]	33
Bild 2.22: Kurzzeitiger Hohlraum unterhalb der Verrohrung während des Ziehens [HARTUNG 1994]	34
Bild 2.23: Innere Suffosion [RICHTER 1989]	36
Bild 2.24: Innere Erosion [RICHTER 1989]	36
Bild 2.25: Die hydraulische Bohrlochsicherung ist bei geschlossenen Sandlinsen unwirksam [KOLYMBAS 1989]	38
Bild 2.26: Entstehung der Sogwirkung beim Abheben des Bohrwerkzeugs	40
Bild 2.27: Freiwerdendes Volumen pro Zeiteinheit	41
Bild 2.28: Betonieren im Kontraktorverfahren [ELLNER 1996]	44
Bild 2.29: Drehmoment in Abhängigkeit vom Einsatzgewicht	51
Bild 2.30: Durchmesser verhältnisse Bohreimer zu Bohrrohr	53
Bild 2.31: Durchmesser verhältnisse Greifersysteme zu Bohrrohr	53
Bild 4.1: Verlauf des Wasserdrucks oberhalb der Bohrlochsohle [HARTUNG 1994] ...	70
Bild 4.2: Prinzip des longitudinalen Piezoeffektes und schematische Anordnung in einem Meßwertaufnehmer [BONFIG 1988]	72
Bild 4.3: Wiedergabe eines Druckimpulses in Abhängigkeit von der Eigenfrequenz des Meßsystems [BONFIG 1988]	74

Bild 4.4: Wiedergabe einer Sprungfunktion in Abhängigkeit von der Eigenfrequenz des Meßsystems [BONFIG 1988]	74
Bild 4.5: Schematische Darstellung der Druckgeberanordnung bei einem Bohreimer [ERNST, STAHLHUT 1997 a]	78
Bild 4.6: Relative Wasserdruckänderung bei Versuch Nr. 6	79
Bild 4.7: Anordnung der Sondierungen	81
Bild 4.8: Referenzsondierung Nr. 1 und Nr. 2	82
Bild 4.9: Sondierungen vor und nach der Bohrlochherstellung, 0,3 m von der Pfahlaußenkante entfernt	83
Bild 4.10: Sondierungen vor und nach der Bohrlochherstellung, 1,0 m von Pfahlaußenkante	84
Bild 4.11: Sondierungen vor und nach der Pfahlherstellung, 1,0 m von Pfahlaußenkante	85
Bild 4.12: Anordnung der Wasserdruckgeber am Gestänge	88
Bild 4.13: Wasserdruckverläufe, Bohreimer Ø 750 mm	89
Bild 4.14: Wasserdruckverläufe, Bohreimer Ø 500 mm	91
Bild 4.15: Lage der Sondierungen und Rammpegel	93
Bild 4.16: Rammsondierungen vor und nach der Pfahlherstellung	93
Bild 4.17: Pegeländerung über die Zeit	94
Bild 4.18: Schematische Darstellung der Meßgeberanordnung bei einer Sand- und Kiespumpe [ERNST, STAHLHUT 1997 a]	97
Bild 4.19: Messung Nr. 6 Sand- und Kiespumpen	99
Bild 4.20: Rammsondierungen vor und nach der Pfahlherstellung	102
Bild 4.21: Bereicheinteilung des Wasserdruckverlaufs	104
Bild 6.1: Versuchsstand	117
Bild 6.2: Position und Anordnung der Meßaufnehmer	119
Bild 6.6: Darstellung der Voreilung, Sohlverschiebung und Wasserauflast	127
Bild 6.8: Verlauf der Totalspannungen aus Versuch 9	131
Bild 6.9: Sondierdiagramm Versuch 2	132
Bild 6.10: Sondierdiagramm Versuch 9	133
Bild 6.11: Einfluß der Voreilung auf die maximale Zugkraft	135
Bild 6.12: Sohlverschiebung bei veränderter Voreilung	136
Bild 6.13: Verhältnisswerte $\Delta t / h_{sv}$ der Teilversuche mit Sohlverschiebung	137
Bild 6.14: Zugkraft- und Wasserdruckverlauf aus Versuch 8	138
Bild 6.15: Kraft- und Wasserdruckverlauf aus Versuch 5	138
Bild 6.16: Darstellung des Versuchsstandes	142
Bild 6.19: Darstellung der Kraftverläufe bei unterschiedlichen Ziehgeschwindigkeiten	146
Bild 6.20: Wasserdruck - Diagramm	147
Bild 6.21: Kraft Geschwindigkeits - Diagramm	148
Bild 6.22: Porenwasserdruck und Eddruckkissen - Diagramm	150
Bild 6.23 Vergleich der EDK - Meßwerte mit unterschiedlichen Ziegeschwindigkeiten	151
Bild 6.24: Geglätteter Verlauf der EDK-Meßwerte	152
Bild 6.26: Geglätteter Verlauf der PWD-Meßwerte	153
Bild 6.28: Geglätteter Verlauf der Zugkraft-Meßwerte	155
Bild 6.29: Kraft- und Geschwindigkeitsverlauf bei aktivierter Steuerung über die Kraft, $v = 0,04$ m/s	156
Bild 6.30: Kraft- und Geschwindigkeitsverlauf bei aktivierter Steuerung über die Kraft, $v = 0,08$ m/s	157
Bild 6.31: Porenwasserdruckverlauf mit und ohne Steuerung der Ziehgeschwindigkeit, $v = 0,08$ m/s	158

Bild 6.33: Ziehvorgang mit aktiver Steuerung des Unterdrucks, $v = 0,08 \text{ m/s}$	161
Bild 6.34: Vergleich des relativen Wasserunterdrucks an der Bohrlochsohle (WD 2) bei unterschiedlicher Ziehgeschwindigkeit	163
Bild 6.35 : Schematische Darstellung des Bohreimers mit Verrohrung.....	164
Bild 6.36: Vergleich der Druckdifferenzen im Versuchsstand	170
Bild 6.38: Vergleich der Druckdifferenzen aus in situ Versuchen und Berechnungen	172
Bild 6.39: Ermittelte Druckdifferenz bei Erhöhung der Dichte und der Rauigkeit	173

10 Literaturverzeichnis

- Bauer, S.
1999 Einsatz elektronischer Visualisierungssysteme in Spezialtiefbaumaschinen. Tiefbau 6/1999, S. 328 - 331
- Bokern, J.
1998 Betrachtung von Strömungsvorgängen an der Bohrlochsohle bei der Bohrpfahlherstellung. Diplomarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig
- Bonfig, K. W.
1988 Technische Druck- und Kraftmessung. Expert Verlag, Ehningen
- Böhling, E.,
Giesbrecht, P.
1998 Bohrpfahlbeton. Schriftenreihe Spezialbetone, Band 1, Verlag Bau+Technik GmbH, Düsseldorf
- BS 8004
1990 Leitfaden für Fundamente. British Standards Institution (BSI), London
- Chodorowski, A. R.,
Duffy, M. R.
1998 Quality Assurance and Testing on a Contract for 16,000 Large Diameter Bored Cast in Situ Piles. Conference Papers, Deep Foundations Institute, Vienna, Austria, S. 1.8.1 - 1.8.7
- Chua, T. S.
1999 Instrumented pile load test: Some observations on local practice. Field Measurements in Geomechanics, Leung, Tan & Phoon, Balkema, Rotterdam, S. 191 - 196
- Cudmani, R.
1999 Zyklische Torsion eines Rohrs in Sand. Institut für Boden- und Felsmechanik, Universität Karlsruhe
- DGGT
1998 Empfehlung für statische und dynamische Pfahlprüfungen Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig
- DIN 4014
1960, 69, 75, 77, 90 Bohrpfähle: Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin
- Eckhard, C.,
Schulz, D.
1999 Pfahlbohranlagen. Baumaschinen- und Gerätecatalog
- E DIN 4014-500
1994 Bohrpfähle: Herstellung, Bemessung und Tragverhalten (Vorschlag für eine europäische Norm). Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin
- Ellner, A.
1996 Pfahlschäden. Seminar Pfahlgründungen, Landesgewerbeanstalt Bayern, Würzburg
- Ellner, A.,
Becker, H.
1991 Pfahlgründungen. Schäden im Grundbau, Ernst & Sohn, Berlin, S. 37-73

- EN 1536
1999 Bohrpfähle. Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) Deutsche Fassung, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin
- Ensinger, W.
1998 Bohreräte und Rammen - Sicherheitstechnische Anforderungen an Neu- und Gebrauchsmaschinen. Vorträge Baugrundtagung 1998, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V., S. 311 - 319
- Ernst, U.,
Stahlhut, O.
1997 Wasserdruckmessungen bei der Bohrpfahlherstellung. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 53
- Ernst, U.,
Stahlhut, O.,
Seeburger, H.
1997 a Measurement of water pressure decreases during the constructoin of drilled piles in Berlin. Proceedings of the fourteenth international conference on soil mechanics and foundaton engineering, Hamburg
- Forst, H.,
Siemer, H.
1982 Pfahlgründung und Versuche an Großbohrpfählen im Zuge des Umbaues Düsseldorf Hbf. Die Bautechnik, Heft 3, S. 73 - 86
- Franke, E.,
Garbrecht, D.
1977 Drei Serien von Probelbelastungen an Großbohrpfählen in Sand. Mitteilungsblatt der BAW, Heft 41
- Franke, E.
1977 a Normung von Großbohrpfählen (DIN 4014, Teil2 Entwurf August 1975) Bericht über die Erarbeitung unter Berücksichtigung neuer Erkenntnisse über das Tragverhalten. Bautechnik 54, Heft 8, S 253 - 262
- Franke, E.
1977 b Übersicht über die Tätigkeit des Arbeitskreises 5 der DGEG. Symposium: Normung, Bemessung und Ausführung von Pfählen und Pfahlwänden, München, S. 15 - 26
- Franke, E.
1992 Grundbautaschenbuch, Teil 3, Pfähle, Ernst & Sohn Berlin
- Franke, E.
1989 Die Entwicklung der Tragfähigkeitsangaben in den deutschen Pfahlnormen, Bautechink 66 (1989)
- Franke, E.
1993 Die Bohrpfähle - Entwicklungen bei ihrer Anwendung in Deutschland seit ihrer Erfindung. 40 Jahre Spezialtiefbau, Technische und rechtliche Entwicklungen, Werner-Verlag, Düsseldorf, S. 35 - 63
- Franke, E.,
Elborg, E.-A.
1986 Probelbelastung an langen Großbohrpfählen. Auswertung und Interpretation der Messungen. Pfahlsymposium '86, Darmstadt, 1986, S. 227 – 232
- Gollub, P.,
Klobe, B.
1995 Tiefe Baugruben in Berlin: Bisherige Erfahrungen und geotechnische Probleme. Geotechnik 19, S. 121 - 131

- Günter, M.
1983 Last-Setzungs-Versuche an kurzen Großbohrpfählen.
Geotechnik 1983, S. 123 - 130
- Hamza, H.,
Leoni, F.
1998 High capacity, long-life bored piles in the Bibliotheca.
Alexandrina Project. Conference Papers, Deep Foundations
Institute, Vienna, Austria, S. 1.12.1 - 1.12.25
- Hartung, M.
1993 Qualitätssicherung bei der Pfahlherstellung. Pfahlsymposium
1993, Braunschweig. Mitteilung des Instituts für Grundbau
und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunsch-
weig, Heft Nr. 41
- Hartung, M.
1994 Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand.
Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik
der Technischen Universität Braunschweig, Heft Nr. 45
- Helmig, R.
1998 Einführung in die numerischen Methoden der Umweltströmung,
Vorlesungsumdruck an der Technischen Universität
Braunschweig
- Herrmann, R.,
Lauber, Th.
2000 Bohrpfähle. Vergleich DIN 4014 mit DIN EN 1536, Deutsches
Institut für Normung e.V.
- Hilmer, K.
1991 Schäden im Gründungsbereich. Ernst & Sohn, Berlin
- Hisham, A. H.
1998 Analysis of the Behavior of Pile Group Taking Into Account
the Method of Installation and its Effect on the Single Pile
an the Group, Ain Shams University, Cairo
- Katzenbach, R.,
Moormann, C.
1998 A new concept for the excavation of deep building pits in
inner urban areas combining top/down method and piled raft
foundation. Conference Papers, Deep Foundations Institute,
Vienna, Austria, S. 5.17.1 - 5.17.13
- Kempfert, H.-G.
1996 a Stand und Zukunft der Pfahlnormung. Seminar
Pfahlgründungen, Landesgewerbeanstalt Bayern, Würzburg
- Kempfert, H.-G.
1996 b Pfahlgruppen / Pfahl- und Plattengründung. Seminar
Pfahlgründungen, Landesgewerbeanstalt Bayern, Würzburg
- Kinze, W.
1990 Grundbau. VEB Verlag für Bauwesen
- Kolymbas, D.
1989 Pfahlgründungen. Springer Verlag, Berlin
- Kühn, G.,
Schuler, V.
1977 Stichwort: Erdbohren für Bauführer und Bohrmeister.
Schriftenreihe des Hauptverbandes der Deutschen
Bauindustrie, Band 22, Bauverlag, Wiesbaden
- Kühn, G.
1990 Die Mechanik des drehenden Bohrens - verfahrenstechnisch
gesehen. BMT 6, S. 279 - 297

- Kühn, G.
1992
Der maschinelle Tiefbau. Teubner Verlag, Stuttgart
- Linder, W.-R.
1994
Entwicklung der europäischen Normung von Pfählen. Mitteilung des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau der TU Hannover, Heft 40, S.168 - 176
- Linder, W.-R.,
Siebke, H.
1998
EN 1536: The European standard 'execution of bored piles'. Conference Papers, Deep Foundations Institute, Vienna, Austria, S. 2.4.1 - 2.4.6
- Littlechild, B.,
Plumbridge, G.
1998
Effects of construction technique on the behaviour of plain cast in situ piles constructed under drilling slurry. Conference Papers, Deep Foundations Institute, Vienna, Austria, S. 1.6.1 – 1.6.8
- Liu, Y.S.,
Song, E.X.
1999
In situ tests on super-long bored piles and data interpretation. Field Measurements in Geomechanics, Leung, Tan & Phoon, Balkema, Rotterdam, S. 187 - 190
- Manoliu, I.,
Dimitriu, D.
1993
The Romanian Code for large diameter bored piles. Deep Foundation on Bored and Auger Piles, Balkema, Rotterdam, S. 295 - 307
- Merz, H.
1992
Stand und neuere Entwicklungen bei der Herstellung von Bohrpfählen. Weiterbildungskurs - Neuere Erkenntnisse und Entwicklungen im Bereich der Pfahlgründung, Institut für Geotechnik, ETH Zürich
- Muhs, H.
1981
Bauschäden infolge von Gründungsmängeln, Mitteilung der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik, Technischen Universität Berlin
- Müller-Kirchenbauer, H.,
Schlötzer, C.
1998
Besondere Auswirkungen des Berliner Baugrundes gegenüber Maßnahmen des Spezialtiefbaus. Vorträge der Baugrundtagung 1998, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V., S. 263 - 284
- NF P11-212-2
1994
Bauarbeiten; Tiefe Baugründungen. Association française de normalisation (AFNOR), Paris
- N.N.
2000
Fahr-, Steuer- und Überwachungstätigkeiten. Beitrag der Berufsgenossenschaft der Bauwirtschaft, Tiefbau 1/2000, S. 21
- Oumeraci, H.
1997
Hydromechanik. Vorlesungsumdruck für das Grundfach "Hydromechanik", Technische Universität Braunschweig
- ÖNORM B 4440-1
1985
Erd- und Grundbau; Großbohrpfähle. Österreichisches Normungsinstitut, Wien
- Poppy, W.
1997
Tendenzen der Baumaschinenentwicklung. Festschrift für Egon Heinrich Schlenke, Verband der Bauindustrie für Niedersachsen, Hannover

- Putnam, M. C.,
Fernie, R.
1998
Creating Customer Confidence (C³). Conference Papers, Deep Foundations Institute, Vienna, Austria, S. 1.14.1 - 1.14.4
- Quast, P.
1993
Probleme bei der Pfahlherstellung aus der Sicht des Planers. Pfahl-Symposium. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft Nr. 41, S. 91 - 102
- Richter, D.
1989
Ingenieur- und Hydrogeologie. Walter de Gruyter, Berlin
- Richwien, W.
1986
Propfenbildung in offenen Stahlprofilen. Pfahlsymposium 86, Darmstadt, S. 59-64
- Richwien, W.,
Magda, W.
1994
Zum Nachweis des hydraulischen Grundbruchs bei instationärer Strömung. Mitteilung des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau der TU Hannover, Heft 40, S.217 - 230
- Rizkallah, V.
1990
Bauschäden im Spezialtiefbau. Mitteilung des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau der TU Hannover, Heft 28
- Rodatz, W.
1993
Überblick über Pfahlsysteme, Untersuchungsbedarf. Pfahl Symposium 1993, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft Nr. 41, S. 1 - 12
- Rodatz, W.
1994
Grundbau, Bodenmechanik und unterirdisches Bauen, Vorlesungumdruck, 9. Auflage, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU-Braunschweig
- Rübener, R.,
Stiegler, W.
1978
Einführung in die Theorie und Praxis der Grundbautechnik. Teil 1, Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf.
- Schnell, W.
1996
Verfahrenstechnik der Pfahlgründung. Teubner Verlag, Stuttgart
- Schmidt, H.-G.
1987
Der Bruchmechanismus von Zugpfählen - eine Nachlese zum Pfahlsymposium 86, Darmstadt. Bautechnik 6/1987
- Schmidt, H.-G.,
Kluckert, K. D.
1998
Rückblick auf 40 Jahre Bohrpfahltechnik. Gibt es noch Impulse für die Zukunft? Vorträge der Baugrundtagung 1998, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V., S. 513 - 527
- Schmidt, H.
1999
Tragfähigkeit von Bohrpfählen in festen Böden und Fels Bautechnik 76, Heft 9, S. 795 - 800
- Schwarz, W.
1996
Bohrpfähle. Seminar Pfahlgründungen, Landesgewerbeanstalt Bayern, Würzburg

- Seitz, J. M.,
Schmidt, H.-G.
2000
Bohrpfähle. Ernst&Sohn, Berlin
- SIA 192
1975
Pfahlfundation. Swiss Association for Standardization (SNV),
Zürich
- Simmer, K.
1992
Grundbau. Teil 2, 17. Auflage, Teubner-Verlag, Stuttgart
- Sommer, H.,
Wittmann, P.
1976
Setzungsverhalten von Pfahl und Pfahlgruppe bei
Talbrücken auf Großbohrpfählen im Ton. Bauingenieur, Heft
51, S. 325 - 328
- Sørum, G.
1999
Are you assured. Field Measurements in Geomechanics,
Leung, Tan & Phoon, Balkema, Rotterdam, S. 135 - 138
- Stamm, J.
1980
Das Tragverhalten vertikal belasteter Großbohrpfähle
Bauingenieur 55, S. 333 - 344
- Stamm, J.
1983
Die Beeinflussung der Spitzenpressung durch die Größe der
Pfahlfußfläche. Die Bautechnik , S. 41 - 45
- Stamm, J.
1988
Die Tragfähigkeit von Pfählen
Bautechnik 65, H. 11, S. 372 - 375
- Stocker, M.
1980
Vergleich der Tragfähigkeit unterschiedlich hergestellter
Pfähle. Baugrundtagung, Mainz, S. 565 - 590S
- Stötzer, E.
1993
Entwicklung der Geräte zur Herstellung von Bohrpfählen und
Schlitzwänden. 40 Jahre Spezialtiefbau, Technische und
rechtliche Entwicklungen, Werner-Verlag, Düsseldorf,
S. 337 - 373
- Stötzer, E.,
Schwank, S.
1993
Drehbohrgeräte - Neueste Entwicklungen und Erfahrungen.
Pfahlsymposium 1993, Braunschweig. Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität
Braunschweig, Heft Nr. 41
- Surendra, S.
1994
Dangers of using geofabrics in cast-in situ bored piles.
DFI Conference Papers, Bruges, S. 4.11.1 - 4.11.9
- Tegelaar, R.
1998
Unterwasserbeton. Schriftenreihe Spezialbetone, Band 1,
Verlag Bau+Technik GmbH, Düsseldorf
- TGL 11463/04
1977
Bauwerksgründungen. Amt für Standardisierung, Meßwesen
und Warenprüfung (ASMW), Berlin
- Thornburn, S.
1982
Review of problems associated with the construction of
cast-in-place concrete piles. Doe and Ciria Piling Development
Group, Report PG2, London
- Vesic, A. S.
1970
Load transfer in pile-soil systems. Proceeding of Design and
and Installation of Pile Foundations and Cellular Structures.
Lehigh University.

- Wang, J. G.,
Ho, C. S.
1998
Sludge detector for quality assurance of large diameter bored pile and barret construction. Conference Papers, Deep Foundations Institute, Vienna, Austria, S. 1.16.1 - 1.16.4
- Weber, R.
1991
Guter Beton. 17. Auflage, Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf
- Wei, J.,
Heng, Y. S.,
1999
A study on the effect of piling and building works on pile movements. Field Measurements in Geomechanics, Leung, Tan & Phoon, Balkema, Rotterdam, S. 201 - 208
- Weinhold, H.
1977
Maschinentechnische und sonstige ausführungsbedingte Einflüsse auf die Funktionsfähigkeit von Bohrpfählen und auf deren Herstellbarkeit in Grenzfällen. Symposium: Stand der Normung, Bemessung und Ausführung von Pfählen und Pfahlwänden, München, S. 163 - 183
- Weinhold, H.
1986
Ausführungsfehler bei Bohrpfählen. Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen in Darmstadt, Institut für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der TH Darmstadt
- Zaczek, Y.
Debauche, P.
1994
Survey of the realization, detection of anomalies and grouting of large bored piles. DFI Conference Papers, Bruges, S. 4.5.1 - 4.5.6

Conclusions and recommendations

General

In the presented work the problems, which occur during the bored cast-in-place pile production in the groundwater were described, after an introduction to the manufacture procedures of boring piles. The handling of the practical problems on the sites, in the standards and in research was presented. A further part of the work was the execution of test series in situ and on models. In the following the most important results of the executed investigations and tests are specified and evaluated on the basis of the analysed literature and the obtained test results. In the process of the work it was not possible to answer all questions completely. For selected aspects the need of further investigations is pointed out.

Boring operation and drilling tools

A reason for the occurring of damage of pile foundations is often an inadequate quality assurance during the boring operation and an insufficient ground investigation. Missing measuring instruments and insufficient control measures put the examination of important production influences on the load-bearing capacity and quality of piles into the leeway of the drilling crew. In particular the selection of the diameter-ratio of the casing pipe and the drilling tool, the pulling rate of the drilling tool, as well as the monitoring of the water load for the supporting of the borehole sole, are to be called here as substantial points. All three factors have an influence on the occurrence of hydraulic shear failures during the pile production.

In the examined national and international codes no recommended limit or limit values are determined concerning the diameter-ratio, the pulling rate as well as the water load, so that the quality of the pile production depends strongly on the qualification of the enterprises. Due to the executed water pressure measurements, which show the extent of the relative water-head, a new discussion concerning the delimitation of the diameter-ratio and/or the drawing rate of drilling tools is recommendable. For future investigations the determination of a max. diameter-ratio as a function of the pulling rate should be the

center of attention, so that the harmful piston effect during the pile production can be prevented.

An alternative to the limitation of the diameter-ratio is the establishment of a comparable value over the definition of the flow cross section. Particularly by using drilling buckets the diameter-ratio does not give a reference for the actual flow section, because an available drain pipe in the bucket is not considered. With the adjustment of the drain pipe a constant flow section can be achieved. The adjustment can take place with a geometrical enlargement of the drain pipe or by technical add-on module e.g. pumps, which ensure an equivalent flow rate.

Positive tendencies regarding the quality assurance show up in the European standard EN 1536, which treats the measures for the avoidance of influences from the production in more detail.

In situ investigation

In the context of the available work on three building sites 24 water pressure measurements were executed during the production of bored cast-in-place piles. 18 measurements were done during the use of drilling buckets and 6 during the use of sand and gravel pump. With the obtained results a differentiated prediction about the process of the water pressure modifications in the casing can be done. During the measurements of drilling buckets peak values were determined of approx. 5 mWS water pressure difference with pulling rates of 0,5 m/s. The inside diameter of the casing amounted to 800 mm, the diameter of the drilling bucket was 780 mm. Additionally it has been shown that also with small water pressure differences the hydraulic soil failures occurs and leads to a substantial ingress of soil into the casing. The tests demonstrates clearly, that only a permanent depth control of the borehole sole during the pile production can detect the danger of hydraulic shear failures. A depth control of the drilling tool belongs to the state of the art and is nowadays installed in most drilling equipment. A utilization of the depth display regarding the position of the borehole sole can make visualise the problem of the soil heave and point out necessary modifications

of the production parameters (drawing rate, diameter-ratio, water load). A graphic analysis of the determined drilling progress should be attached to the drilling log.

Model tests

On the basis of the executed model tests 3 factors could be pointed out for the recognition and avoidance of hydraulic shear failures. The permanent observation of the tensile force in the operating rope when pulling the drilling tool out as well as the observation of the water level in the casing play a substantial role.

In the model tests an uplift of the borehole sole could be detected with the observation of the tensile force in the operating rope. During the "normal" use of the drilling tool the tensile force reach fast the maximum value (lift off the drilling buckets from the soil) and decreases to the value of free pulling (the drilling bucket moves within the water column). During an uplift of the borehole sole a section of a middle force level is shown in the tensile force record. I.e. a longer transition between the loosening of the drilling tool out of the soil and free pulling of the drilling bucket within the water column exist. The middle force level is based on the drag along the borehole sole by the drilling bucket. With consideration of a way-time-condition (at the latest after a drilling bucket length the max. tensile force must drop on the level of free pulling) an uplift of the borehole sole can be detected.

By a permanent observation also sudden water level changes can be detected, logged and be used for purposeful releasing of control functions. Sudden rise of the water level is based on the increase of the volume in the casing by the ingress of water and soil. If the water level rises during the pulling process over a limit value, then the pulling process can be interrupted by a control function and a hydraulic shear failure can be avoided. In the model tests the monitoring and control function could be implemented by commercial measuring technique. An executed logging of the water level should complete the drilling log.

The third factor, which was pursued with the model tests, is the active controlling of the water decompression. The basic principle of the active control is an acceleration of the

pressure balance underneath the drilling bucket. This is implemented in the model by pumping water from above the drilling bucket to its bottom. Thus the pressure balance does not only take place via the gap between casing and drilling bucket, but an additional water volume for the pressure balance is made available. In the model tests a positive effect could be particularly determined concerning the pressure ratios on the borehole sole, for the moment of uplift of the drilling bucket. The water pressure at the borehole sole with the pump application is higher than without the pumping device and affects thereby the stabilization of the borehole sole. Due to the model tests an installation of the active control on the existing mechanical equipment appears as an advisable technically fastidious, but costly possibility of reducing the decompression when pulling drilling buckets.

Calculation assumption for the determination of the developing difference of pressure when pulling a drilling bucket

In the available work both in situ and model tests revealed differences of pressure when pulling drilling buckets. These data were checked with the help of a numerical analysis. On the basis of the shown calculation it can be stated, that an estimation of water decompression by pulling drilling buckets is possible. For more exact calculation further investigation is necessary for determination of entry parameters. Here an accurate determination of roughness values of the drilling tool and the casing as well as the water densities important. In this context the manufacturers of drilling tools are requested to indicate corresponding characteristic values for their products in the future.

Recommendations and further investigation requirement

Below recommendations regarding an improved quality control and further investigation requirement are pointed out:

The general trend of the recording and visualization of machine data should be expanded more into the scope of geotechnical questions. For this the continuous recording of substantial production parameters like the pulling rate, the water level in the

casing, the applied tensile force when pulling the drilling tool as well as the position of the borehole sole during the production of bored cast-in-place piles is necessary. It is recommended to complete the general drilling log with the determined parameters. Thereby a subsequent evaluation of the manufacture process can be executed more extensively.

The executed model tests have shown that during the recording and online analysis of the production parameters specified above a meaningful rule and control system can be used for the avoidance of hydraulic shear failures. To what extent such a system works satisfactorily in practice, can be determined only by further 1:1 tests. Here further research work is necessary in close co-operation with equipment manufacturers and building contractors. In the context of safe pile production it is recommended to begin the necessary research work at short notice by the research and the industry.

The executed in situ tests confirm the actual danger of hydraulic soil failures. These can occur also at small relative difference of the water pressure. Since no technical solutions for the recognition and avoidance of hydraulic soil failures is available at present, a new revive of the discussion, concerning the delimitation of the diameter-ratio and/or the drawing rate of drilling tools, appears as recommendable. At the same time the work should be continued on the development of technical solutions.

Summary and perspectives

During the production of bored cast-in-place piles loosening in the adjacent soil can occur. This can impair the bearing behaviour of the pile and cause setting. The knowledge of this effect is reflected in the codes. The proposals given there to avoid the loosening effect caused by the method of the pile execution is limited to a few general remarks. For soil loosening several factors are responsible. The movement of the boring tools inside the borehole is substantial. In the technical literature this aspect is not yet sufficiently considered.

The aim of this work is the presentation and the analysis of the factors which lead to the loosening in the ground during the production of bored cast-in-place piles. The study contributes to a better understanding of the soil-mechanical and hydraulic processes in a waterfilled borehole. This provides a basis for the amendment of the quality assurance procedures for piles.

In this work the status of the research and the production technique for the conventional bored piles is presented and influences of the productionmethod on the pile quality and load-bearing capacity are pointed out.

The work is focused on soil looseningeffects, which are caused by a water decompression when the boring tools are pulled from the hole. Due to the induced decompression developed at the borehole sole hydraulic failures occur, which lead to a substantial quality loss of the pile. The factors causing the hydraulic soil failures are analysed and the methods for the control of this effect are presented.

During the bored pile production the water pressure development is determined qualitatively and quantitatively by an extensive measuring program inside the casing pipes. The measurements have show, that the hydraulic soil failure and flushings of soil into the casing pipe can occur already with small levels of decompression. From the comparison of the SPT-results remarkable changes of the soil density have been detected after the bored pile installation. The zones of looser and denser strata have been locally disturbed.

A further part of the work concerns the investigation of national and international standards regarding the production-regulating specifications. Special attention is paid to the specification for casings and boring work, which affect the adhesion between pile and soil. The examined standards deal only insufficiently with the harmful piston effect which occurs, when boring tools are pulled. In all standards it is made clear that for the production of bored piles only experienced enterprises are applicable.

Proposals of suitable measures for the detection and elimination of the hydraulic soil failure are demonstrated by model tests. The observation of the water level in the casing, the measurement of the force at the hauling cable as well as an active control of the reduction of the negative water pressure underneath the boring tool plays a substantial role.

A practicable implementation of the demonstrated solutions to the typical construction work would lead to an improved quality assurance during the conventional bored pile production below the ground-water level. This can be executed however only in close co-operation with equipment manufacturers and executing enterprises.

The quality assurance during the pile production still indicates weak spots in some areas. Specially the control and logging of the water level and the used pulling rates should be considered for a more complete documentation of the pile production.

